Comune di LA SPEZIA

PROGETTO PRELIMINARE
RELATIVO ALL'ADEGUAMENTO SISMICO
DELL'ISTITUTO SCOLASTICO CAPELLINI

Relazione Tecnica

Committente:

Amministrazione Provinciale di LA SPEZIA

rev.	data	Redatto	Verificato
05	13/10/09	Ing. Emanuel Perani e Ing Massimo Pilati	Prof. Ing. Paolo Riva

INDICE

1. PREMESSA 4

2. DESCRIZIONE DEL FABBRICATO 6

2.1. ANALISI DEI CARICHI 9

2.1.1 BLOCCHI 1,2,3 9
2.1.2 BLOCCHI 4,5,6 10

2.2. STORIA SISMICA DI LA SPEZIA E DELL'ISTITUTO SCOLASTICO CAPELLINI 11

2.3. VITA NOMINALE, CLASSE D'USO, DEFINIZIONE DELL'ACCELERAZIONE SISMICA AL SUOLO (PGA) E DEGLI SPETTRI DI PROGETTO 12

2.4. I MATERIALI 16

2.5. CARATTERISTICHE DEL TERRENO 16

3. INDIVIDUAZIONE DELLE UNITA' STRUTTURALI E DELLE CRITICITA' (livello globale) 17

4. VALUTAZIONE DEI LIVELLI DI SICUREZZA ATTUALI 24

4.1. PROCEDURE DI CALCOLO PER LA VERIFICA DELLO STATO DI FATTO 25

4.2. VERIFICHE DI VULNERABILITA'. MODELLAZIONE E DESCRIZIONE DEL COMPORTAMENTO STRUTTURALE IN FASE SISMICA 26

4.2.1 BLOCCO 1 27
4.2.2 BLOCCO 2 33
4.2.3 BLOCCO 3 39
4.2.4 BLOCCO 4 46
4.2.5 BLOCCO 5 52
4.2.6 BLOCCO 6 57

5. VALUTAZIONE DEI LIVELLI DI SICUREZZA DI PROGETTO 60

5.1. INDIVIDUAZIONE DELLE CRITICITA' LOCALI E LINEEE GUIDA PER LA DEFINIZIONE DEGLI INTERVENTI DI ADEGUAMENTO SISMICO 60

5.2. PROCEDURE DI CALCOLO PER LA VERIFICA NELLO STATO DI PROGETTO 64

5.3. IL PROGETTO DI ADEGUAMENTO: MODELLAZIONE, VERIFICHE E DESCRIZIONE DEL COMPORTAMENTO STRUTTURALE IN FASE SISMICA 65

5.3.1 BLOCCO 1 65
5.3.2 BLOCCO 2 70
5.3.3 BLOCCO 3 75
5.3.4 BLOCCO 4A 80
5.3.5 BLOCCO 4B 80
5.3.6 BLOCCO 4C 85
5.3.7 BLOCCO 6 87

6. IL PROGETTO DIAGNOSTICO 89

6.1. CRITERI METODOLOGICI 89
6.2. LE INDAGINI 92
6.2.1 BLOCCO 1, 2, 3 92
6.2.2 BLOCCO 4A, 4B, 4C 92
6.2.3 BLOCCO 6 93
6.2.4 IDAGINI GEOGNOSTICHE 93

1. PREMESSA

Il quadro normativo definisce in maniera esaustiva le attività da svolgere per l'esecuzione delle verifiche tecniche nei casi in cui queste debbano svolgersi su strutture esistenti. In questa sede si vogliono precisare le fasi operative svolte e la metodologia utilizzata facendo specifico riferimento agli immobili oggetto di studio.

A. Analisi Documentazione tecnica.

Ovvero studio della documentazione disponibile consistente in:

- elaborati grafici di progetto, redatto per l'edificazione originaria dell'istituto scolastico, particolarmente esaustiva per i blocchi principali (blocchi 1 e 2) ma deficitaria o del tutto assente soprattutto per il corpo officine;
- rilievo in formato digitale dell'intero complesso edilizio fornito dall'ente appaltante.

B. Rilievi

Verifica degli elaborati grafici (tavole di progetto ove disponibili e rilievo) con particolare riferimento agli elementi strutturali e non strutturali (tamponamenti) finalizzata alla individuazione del sistema resistente.
I sopralluoghi eseguiti presso il plesso scolastico hanno avuto inoltre la finalità di cercare ed individuare le criticità di maggiore rilievo cui il progetto di adeguamento deve dare risposta e soluzione.

C. Campagna Diagnostica.

Definita ed eseguita secondo le modalità dette al capitolo 4.

D. Progetto Simulato

Nei casi in cui la documentazione non si è rilevata sufficiente per la determinazione delle armature degli elementi primari si è redatto progetto simulato in accordo con le normative vigenti all'epoca della costruzione originaria.

E. Analisi di Vulnerabilità

L'analisi di vulnerabilità è stata svolta sia a livello globale che locale (meccanismi duttili e fragili).
Si è fatto ricorso ad analisi non lineari di tipo push-over ritenute maggiormente significative per la comprensione della risposta del sistema strutturale sotto evento sismico, nonché più affidabili per la quantificazione numerica della sicurezza.

Al paragrafo 5.1 Procedure di calcolo viene fornita descrizione più dettagliata dei metodi di calcolo utilizzati.

F. Progetto di adeguamento

A valle delle verifiche sismiche, e sulla base del comportamento sismico da queste indagato, sono state elaboratele le proposte progettuali finalizzate:

- all'abbattimento delle vulnerabilità riscontrate;
- alla minimizzazione dei costi;
- alla ricerca della minor invasività possibile ed alla contestuale riduzione dei tempi di intervento.

Tali proposte progettuali potranno costituire le linee guida di intervento per la successiva redazione di un progetto definitivo ed esecutivo di adeguamento sismico.

G. Relazione Tecnica di Sintesi

Predisposizione della relazione di sintesi. In particolare sono stati riportati e sintetizzati i seguenti dati:

- **PGA_{DS}** accelerazione stimata di danno severo;
  $\alpha_u = PGA_{DS} / PGA_{10\%}$ (indicatore di rischio di collasso);
  ove $PGA_{10\%}$ rappresenta l'accelerazione al suolo con probabilità di superamento del 10% nel periodo di riferimento della costruzione.
- le curve di push-over che forniscono la risposta del sistema (in termini di spostamento del nodo di controllo e del taglio alla base) ed indicazioni, oltre che quantitative, anche qualitative in merito alla regolarità della risposta del fabbricato.
- i *contour* dai quali sarà possibile desumere le modalità di collasso degli elementi strutturali.

Conseguentemente sarà possibile esprimere un giudizio ingegneristico in merito alla quantificazione numerica della sicurezza (sia per quanto concerne la verifica di vulnerabilità allo stato attuale, sia in condizioni di progetto).

H. Progetto Diagnostico

Si è infine redatto progetto diagnostico contenete le indicazioni per il conseguimento del livello di conoscenza e dei fattori di confidenza assunti ed ipotizzati per la verifica degli interventi proposti nel progetto preliminare.

2. DESCRIZIONE DEL FABBRICATO

L'istituto scolastico Capellini fa parte di un plesso scolastico che comprende anche l'istituto N.Sauro. L'intero complesso dista circa 200m dal mare ed è ricompreso all'interno delle vie Aurelia, Giacomo Doria, Viale San Bartolomeo e via Aurelio Saffi.
L'accesso all'istituto Capellini avviene da via Giacomo Doria, mentre le vie di fuga di cui è dotato sono prospicienti via San Bartolomeo e via Aurelio Saffi e due verso la corte interna.
Visivamente l'istituto è composto da tre grandi corpi di fabbrica chiaramente distinguibili per collocazione planimetrica e differenti altezze.
Il primo (evidenziato in giallo in figura 2.1 e 2.2) presenta uno sviluppo planimetrico lungo le direttrici delle strade su cui si affaccia (che formano un angolo di circa 45°) e si innesta ortogonalmente al corpo di fabbrica sede dell'istituto N.Sauro. In alzato si sviluppa in parte su tre livelli (porzione prospiciente via S.Bartolomeo) e in parte su quattro livelli (porzione prospiciente via Doria ove è sito l'accesso principale). L'interpiano medio è 4m e più precisamente le quote di calpestio dei solai sono le seguenti:

- piano terra +0.00m
- piano primo +5.20m
- piano secondo +9.10m
- piano terzo +12.90m

Il secondo (evidenziato in rosso in figura 2.1 e 2.2) presenta uno sviluppo planimetrico irregolare ed è compreso tra il primo corpo di fabbrica e le vie San Bartolomeo e Giacomo Doria su cui si affaccia. In alzato si sviluppa su un livello e la porzione principale di esso presenta un lucernario da cui prende luce la zona centrale dello stesso. L'intradosso del piano di copertura risulta a una quota di 4.80m rispetto al piano di calpestio.
Il terzo (evidenziato in verde in figura 2.1 e 2.2) è planimetricamente più esteso dei precedenti, presenta uno sviluppo planimetrico regolare, a pianta grossomodo quadrata (circa 4500 m^2), e risulta collegato tramite un solaio di copertura all'adiacente N.Sauro e al corpo principale del Capellini tramite un corridoio. In elevazione si sviluppa su un solo livello, con una quota della copertura di circa 5.60m. Lo stesso solaio di copertura presenta una serie di lucernari da cui prendono luce gli ambienti interni come risulta evidente dalla figure 2.1.



Fig. 2-1Vista aerea sud

Si osserva che l'edificio principale (evidenziato a tratteggio giallo nella Fig. 2-1) non presenta soluzione di continuità né volumetrica, né strutturale con l'adiacente istituto nautico N.Sauro.
Si precisa infine che la costruzione del plesso scolastico, realizzato in fasi successive, avvenne a partire dagli anni '60.

Relativamente al primo corpo di fabbrica, esso presenta uno schema delle strutture verticali perimetrali ben identificabile dalla sola osservazione del prospetto (vedi Fig. 2-2)



Fig. 2-2Prospettointerno lato cortile

Le strutture verticali vedono a piano terra una serie di pilastri posti a 4,6m di distanza su cui poggia una trave ribassata di sezione 30x50cm. Ai piani superiori il passo dei pilastri è un terzo di quello a piano terra e la sezione dei pilastri stessi diventa 12x60cm.
La presenza sistematica di tamponature, che si estendono da pilastro a pilastro a tutti i livelli determina un'interazione fra questi e le strutture portanti. Tale interazione riduce sensibilmente la luce di taglio dei pilastri e la modellazione strutturale dovrà debitamente considerare e valutare il vincolo cinematico imposto ai telai in cemento armato dai tamponamenti (vedi. Fig. 2-3).



Fig. 2-3 A sfondo rosso sono evidenziate le tamponature

2.1. ANALISI DEI CARICHI

2.1.1 BLOCCHI 1,2,3

2.1.1.1 SOLAIO DI COPERTURA

Solaio in laterocemento tipo SAP

Peso Proprio:		
copertura SAP 20	175	kg/m^2
Totale Peso proprio	**175**	**kg/m^2**
Sovraccarico Permanente:		
manto in coppi ed impermeabilizzazione	80	kg/m^2
Totale Sovraccarico Permanente	**80**	**kg/m^2**
Sovraccarico Accidentale:		
neve	150	kg/m^2
Totale Sovraccarico Accidentale	**150**	**kg/m^2**

2.1.1.2 IMPALCATO SOTTOTETTO

Solaio in precompresso

Peso Proprio:		
precompresso 16.5+3	230	kg/m^2
Totale Peso proprio	**230**	**kg/m^2**
Sovraccarico Accidentale:		
manutenzione e ispezione	50	kg/m^2
Totale Sovraccarico Accidentale	**50**	**kg/m^2**

2.1.1.3 IMPALCATO PIANO TIPO

Solaio in laterocemento tipo SAP 25+3cm

Peso Proprio:		
H:25+3cm (SAP)	300	kg/m^2
Totale Peso proprio	**300**	**kg/m^2**
Sovraccarico Permanente:		
Pavimentazione	40	kg/m^2
Sottofondo	110	kg/m^2
Intonaco/controsoffitti	30	kg/m^2
Tramezze	160	kg/m^2
Totale Sovraccarico Permanente	**580**	**kg/m^2**
Sovraccarico Accidentale:		
Accidentale	300	kg/m^2
Totale Sovraccarico Accidentale	**300**	**kg/m^2**

2.1.2 BLOCCHI 4,5,6

2.1.2.1 SOLAIO DI COPERTURA

Solaio in laterocemento

Peso Proprio:		
copertura 20+4	350	kg/m^2
Totale Peso proprio	**350**	**kg/m^2**
Sovraccarico Permanente:		
manto di impermeabilizzazione	10	kg/m^2
Totale Sovraccarico Permanente	**10**	**kg/m^2**
Sovraccarico Accidentale:		
neve	150	kg/m^2
Totale Sovraccarico Accidentale	**150**	**kg/m^2**

2.1.2.2 LUCERNARI

Solaio in precompresso

Peso Proprio:		
copertura 12+4	215	kg/m^2
Totale Peso proprio	**215**	**kg/m^2**
Sovraccarico Permanente:		
manto di impermeabilizzazione	10	kg/m^2
Totale Sovraccarico Permanente	**10**	**kg/m^2**
Sovraccarico Accidentale:		
neve	150	kg/m^2
Totale Sovraccarico Accidentale	**150**	**kg/m^2**

2.2. STORIA SISMICA DI LA SPEZIA E DELL'ISTITUTO SCOLASTICO CAPELLINI

Nella tabella successiva è riportato l'elenco, tratto da "*Stucchi et altri. (2007). DBMI04, il database delle osservazioni macrosismiche dei terremoti italiani utilizzate per la compilazione del catalogo parametrico CPTI04. http://emidius.mi.ingv.it/DBMI04/. Quaderni di Geofisica, Vol 49, pp. 38*", dei terremoti disponibili per il comune di La Spezia.

Anno	Me	Gi	Is	AE	Io	Mw
1857	02	01	NF	PARMENSE	6-7	5.26
1873	09	17	5	LIGURIA ORIENTALE	6-7	5.52
1878	09	10	4-5	LUNIGIANA	6-7	4.98
1887	02	23	5-6	Liguria occidentale	9	6.29
1889	03	08	3	BOLOGNA	6	4.83
1889	12	08	NF	APRICENA	7	5.55
1898	03	04	3-4	CALESTANO	6-7	5.07
1901	10	30	4	Salo'	8	5.67
1903	07	27	4	LUNIGIANA	7	5.15
1904	06	10	3	Frignano	6	5.08
1904	11	17	3	PISTOIESE	7	5.18
1909	01	13	5	BASSA PADANA	6-7	5.53
1911	02	19	3-4	Romagna meridionale	7	5.38
1913	11	25	F	VAL DI TARO	5	4.85
1914	10	27	5-6	GARFAGNANA	7	5.79
1916	08	16	F	Alto Adriatico	8	5.92
1920	09	07	6-7	GARFAGNANA	9-10	6.48
1921	11	29	2	BORGO VAL DI TARO	5	4.81
1929	04	20	3-4	Bolognese	7	5.55
1934	06	13	4	BORGO VAL DI TARO	6	5.22
1937	12	10	3	APPENNINO MODENESE	6-7	5.42
1939	10	15	5	GARFAGNANA	6-7	5.20
1950	04	01	2-3	ROSIGNANO MARITT.	6-7	5.09
1951	08	12	5	BARGA	5-6	4.74
1951	05	15	4	LODIGIANO	6-7	5.24
1955	12	13	4	EQUI TERME	5	4.60
1957	08	27	2	ZOCCA	6	5.06
1963	07	19	4	MAR LIGURE		5.91
1972	10	25	5	PASSO CISA	5	4.95
1976	05	06	4	FRIULI	9-10	6.43
1983	11	09	4	Parmense	6-7	5.10
1984	04	29	NF	GUBBIO/VALFABBRICA	7	5.68
1995	10	10	5-6	LUNIGIANA	7	5.04
1996	10	15	3-4	CORREGGIO	7	5.44

A sfondo rosso è evidenziato il terremoto i cui effetti sono stati maggiormente significativi nel comune di La Spezia. Esso risale al 1920, con epicentro nella Garfagnana, anno in cui gli edifici oggetto del progetto preliminare non risultavano ancora costruiti.

A far data dalla edificazione del plesso scolastico (anni '60) il territorio di La Spezia non è stato invece colpito da eventi sismici di rilievo in grado di danneggiare strutture "*ingegnerizzate*". Pertanto non è possibile trarre informazioni *sperimentali* in merito al comportamento sotto evento sismico per le strutture dell'istituto scolastico.

2.3. VITA NOMINALE, CLASSE D'USO, DEFINIZIONE DELL'ACCELERAZIONE SISMICA AL SUOLO (PGA) E DEGLI SPETTRI DI PROGETTO

Coordinate geografiche del sito:

longitudine: 9,8444
latitudine: 44,1115

Vita nominale:

La vita nominale della struttura in oggetto è stata considerata Vn = 50 anni, corrispondente a "*Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale*"

Classe d'uso e coefficiente Cu

Classe III: *Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.*

Il coefficiente Cu corrispondente alla classe di appartenenza dell'edificio è pari a 1,50

Periodo di riferimento (Vr)

Il periodo di riferimento (Vr), dato dal prodotto della vita nominale per il coefficiente Cu (Vr=Vn x Cu) è pari a 75 anni.

Probabilità di superamento (PVr)

Le probabilità di superamento dipendono solamente dallo stato limite considerato, ovvero corrispondono a:

per lo stato limite di esercizio di danno (SLD): 63%;
per lo stato limite ultimo di salvaguardia della vita (SLV): 10%;

Periodo di ritorno (Tr)

Detreminato dalla relazione:

$$Tr = - Vr / \ln(1-PVr)$$

in relazione allo stato limite considerato si ottengono i seguenti periodi di ritorno:

per lo stato limite di esercizio di danno (SLD): 75 anni
per lo stato limite ultimo di salvaguardia della vita (SLV): 712 anni

Peak ground accelaration (PGA)

I valori dell'accelerazione (di ancoraggio degli spettri) risultano pertanto pari a:

per lo stato limite di esercizio di danno (SLD): 0,059 g
per lo stato limite ultimo di salvaguardia della vita (SLV): 0,142 g

Spettri elastici di progetto

Al terreno di fondazione sono state attribuite la categoria di sottosuolo Tipo C e la categoria topografica T1. (A tal proposito si vedano la relazione di indagine geotecnica e la relazione di indagine sismica).

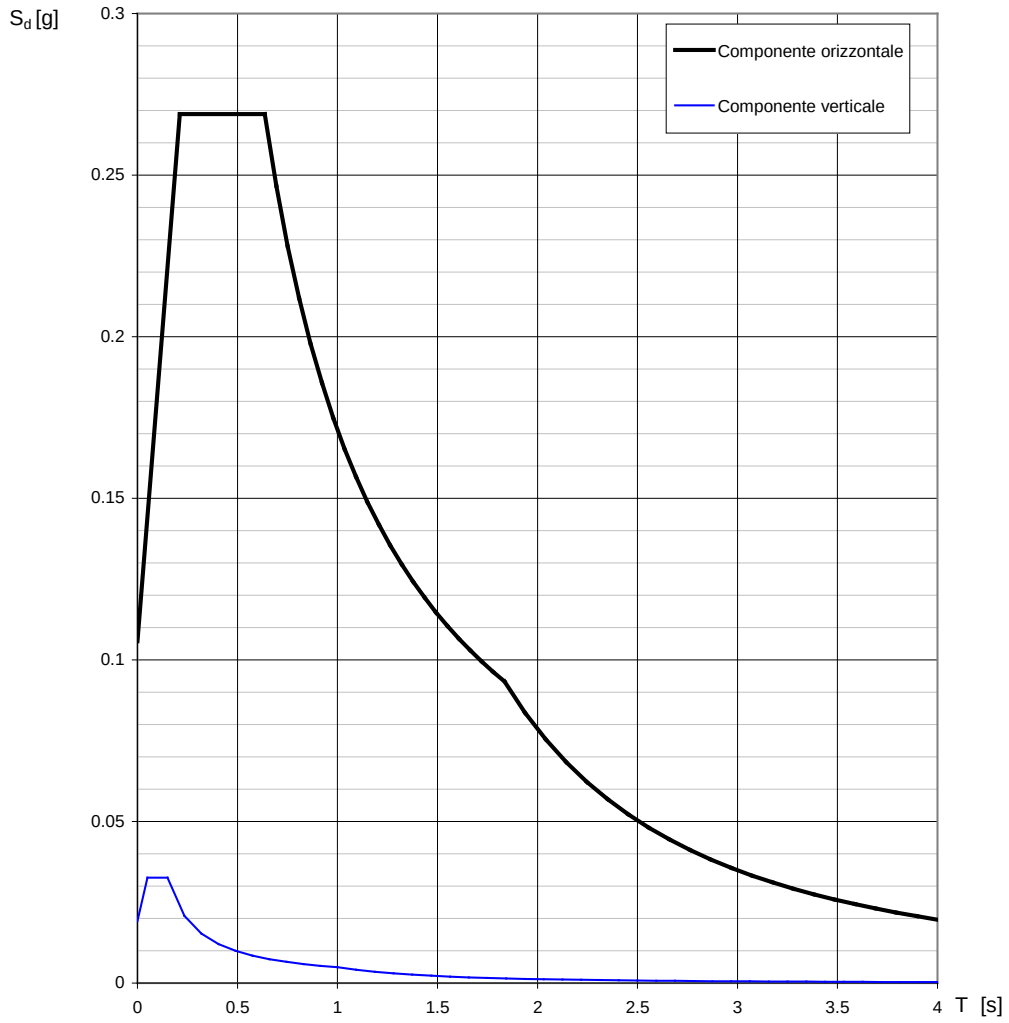
Le espressioni, che definiscono le forme spettrali (vedi eq. 3.2.4 delle norme tecniche sulle costruzioni-08), sono le seguenti:

$$
\begin{array}{ll}
0 \le T < T_B & S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \\
T_B \le T < T_C & S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \\
T_C \le T < T_D & S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right) \\
T_D \le T & S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)
\end{array}
$$

Di seguito sono riportati i valori dei parametri indipendenti e dipendenti che definiscono i punti degli spettri di risposta, nonché la rappresentazione grafica degli spettri di progetto sia per lo stato limite ultimo, sia per lo stato limite di esercizio.

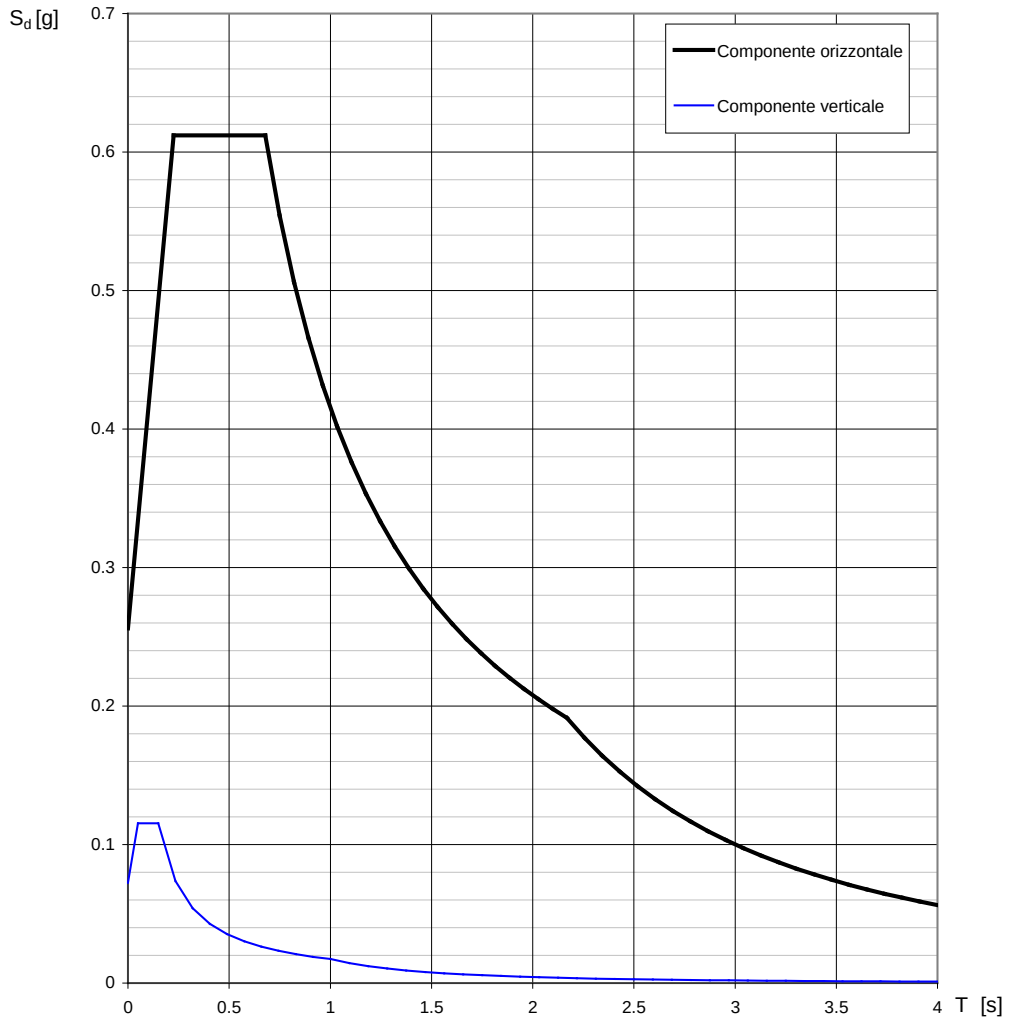
STATO LIMITE DI ESERCIZIO – STATO LIMITE DI DANNO (SLD)

a_g	**0,059**	**g**
F_0	2,541	
T_c^*	0,260	s
S_s	1,800	
C_c	2,454	
S_t	1,00	
S	**1,800**	
n	**1,000**	
T_B	**0,212**	**s**
T_c	**0,637**	**s**
T_D	**1,835**	**s**



STATO LIMITE ULTIMO – STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA (SLV)

a_g	**0,142 g**
F_0	2,389
T_c^*	0,295 s
S_s	1,800
C_c	2,302
S_t	1,00
S	**1,800**
n	**1,000**
T_B	**0,226 s**
T_c	**0,679 s**
T_D	**2,169 s**



2.4. I MATERIALI

Ai fini delle verifiche strutturali si è ipotizzato che i materiali impiegati per l'edificazione originaria del plesso scolastico siano:

- calcestruzzo con resistenza cubica caratteristica Rck 250 Kg/cm²;
- acciaio da carpenteria AQ 50,

ovvero materiali comunemente impiegati nella prassi costruttiva dell'epoca. A questi corrispondono le seguenti proprietà meccaniche:

- **calcestruzzo Rck 250**

fck	= 20,00	MPa	resistenza caratteristica a compressione
fcd	= 13,33*	MPa	resistenza di progetto a compressione
E	= 30 000	MPa	Modulo di Young

*si assume α_{cc}=1 essendo oggetto di studio il comportamento della struttura sottoposta a carichi sismici, quindi di breve durata.

- **acciaio AQ 50**

f_{yk}=315 MPa

f_{yd}=273.9 MPa

E=2.100.000 kg/cm²

2.5. CARATTERISTICHE DEL TERRENO

Il terreno dove sarà realizzata l'opera è stato oggetto di una campagna di indagini geognostiche, volte a determinare i parametri geotecnici di interesse ai fini progettuali. Il documento cui si è fatto riferimento è la relazione geologico-tecnica redatta dallo Studio Geologico Associato GEOLINK di Roberta Giorgi e Marco Palazzetti.

Le analisi svolte hanno fornito le seguenti caratteristiche meccaniche del terreno:

c	=	0	kPa
ϕ	=	30	°
γ_{sat}	=	20	kN/m^3

3. INDIVIDUAZIONE DELLE UNITA' STRUTTURALI E DELLE CRITICITA' (LIVELLO GLOBALE)

In questo capitolo verranno illustrati gli elementi di criticità che l'analisi e lo studio del sistema strutturale hanno evidenziato a livello globale, ossia quegli aspetti che influiscono sulla definizione delle unità strutturali.

Il complesso edilizio è già allo stato attuale dotato di giunti strutturali; spesso però questi non risultano efficienti a seguito:

- o di una errata esecuzione;
- o di un dimensionamento che non tiene conto degli spostamenti relativi in condizioni sismiche. (A tal proposito si ricorda che la progettazione dell'intero complesso è avvenuta in un periodo in cui il territorio del Comune di La Spezia non era ricompresso tra le zone riconosciute e classificate sismiche).

In Fig. 3-1 a tratto blu sono evidenziati i giunti strutturali di cui il fabbricato è dotato.

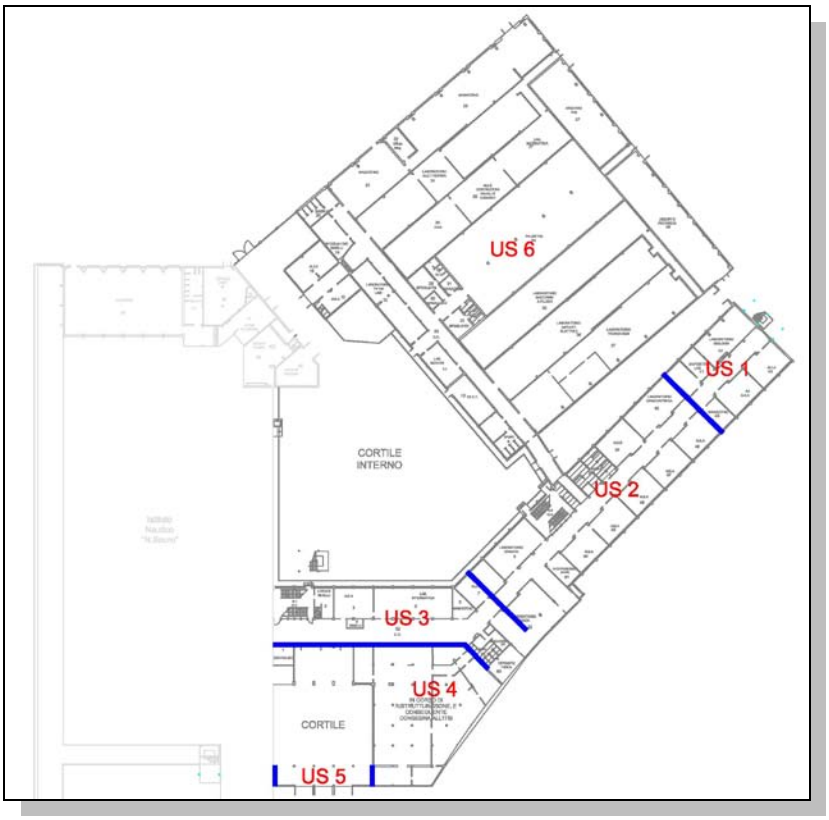


Fig. 3-1 Giunti esistenti

Sulla base dei giunti esistenti si individuano le seguenti unità strutturali (Fig. 3-2)

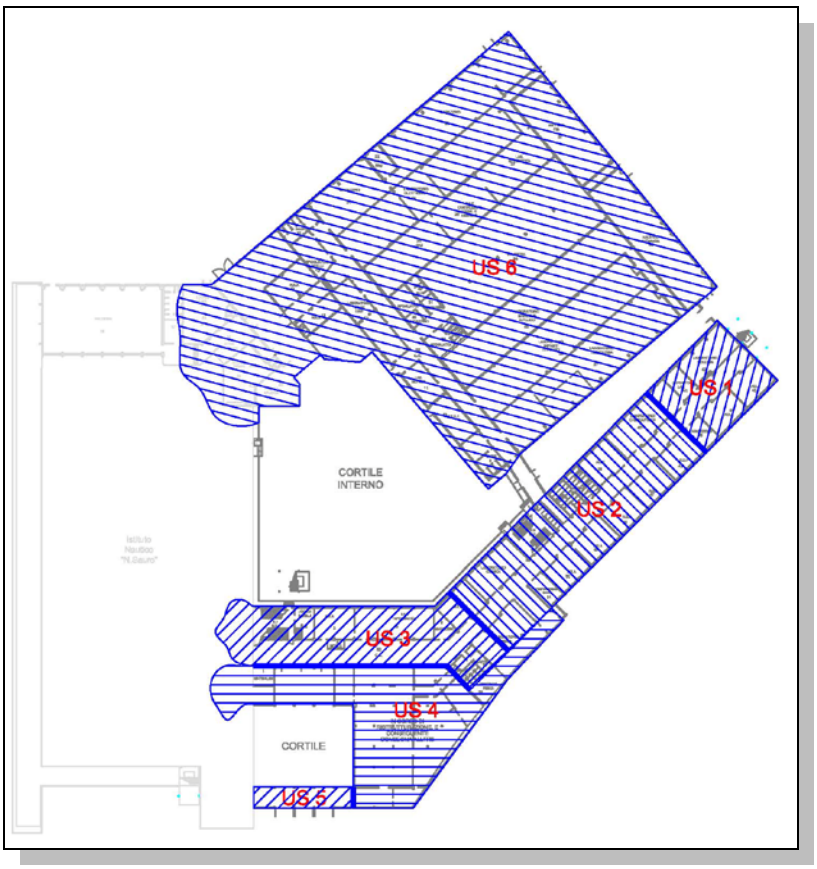


Fig. 3-2 Unità strutturali esistenti

Per quanto concerne i corpi indicati con i numeri 3, 4 e 6 evidente è la necessità di realizzare ex-novo giunti di separazione tra questi e le attigue strutture dell'Istituto Nautico N. Sauro. Tale necessità non è dettata dalla attuale distinzione e diversificazione degli Istituti, ma da necessità strutturali e della volontà di realizzare, mediante la formazione dei giunti stessi, unità strutturali regolari quanto più possibile sia in pianta, sia in altezza. Ciò costituisce infatti, presupposto affinché la risposta sismica dell'edificio, determinata attraverso le opportune analisi, possa ritenersi rappresentativa del suo comportamento reale.

Pertanto in aggiunta alla previsione di ripristino di taluni dei giunti esistenti, prerequisito progettuale è la formazione di giunti che dividano le strutture dell'istituto Capellini da quelle dell'adiacente istituto Sauro come meglio individuati in Fig. 3.3. In Fig. 3.4 è proposta la suddivisione del complesso edilizio nelle 6 unità strutturali individuate.

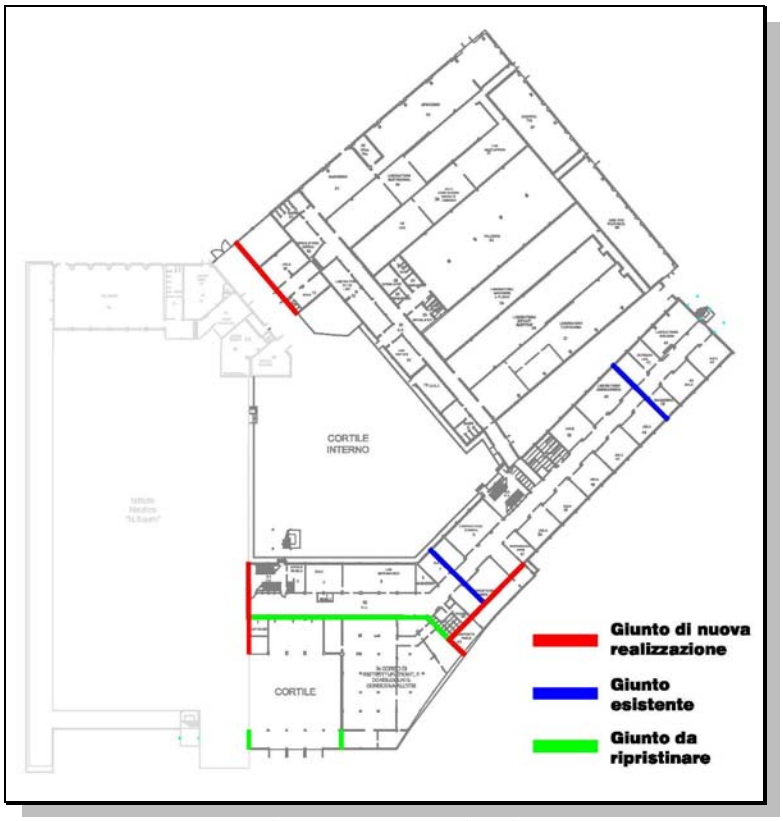


Fig. 3-3 Progetto giunti

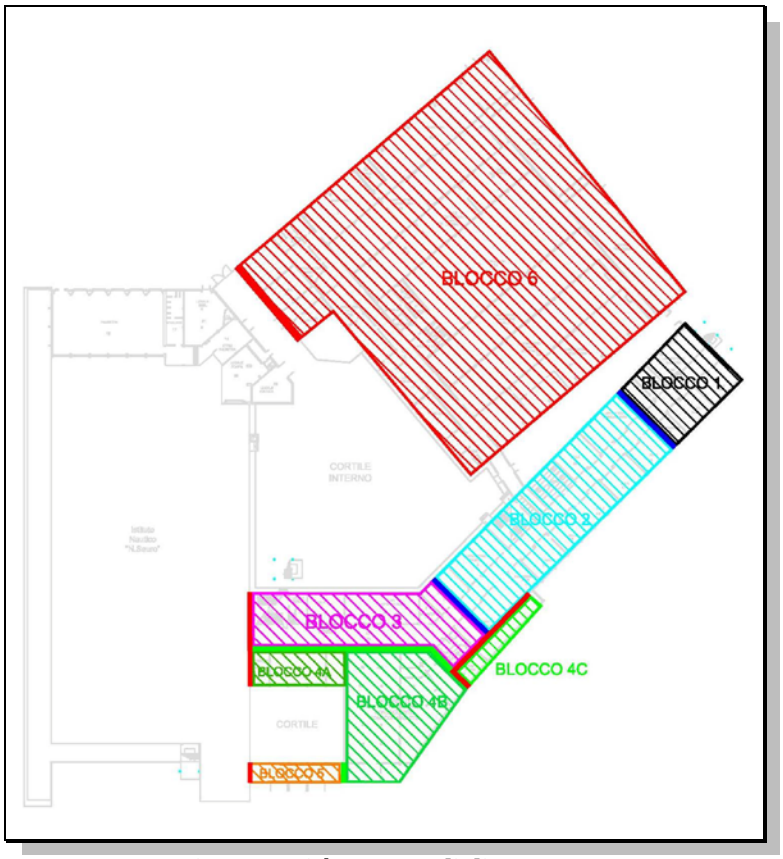


Fig. 3-4 Unità strutturali di progetto

Nelle figure di seguito proposte vengono illustrati taluni dei punti ove è prevista la formazione o il ripristino dei giunti.

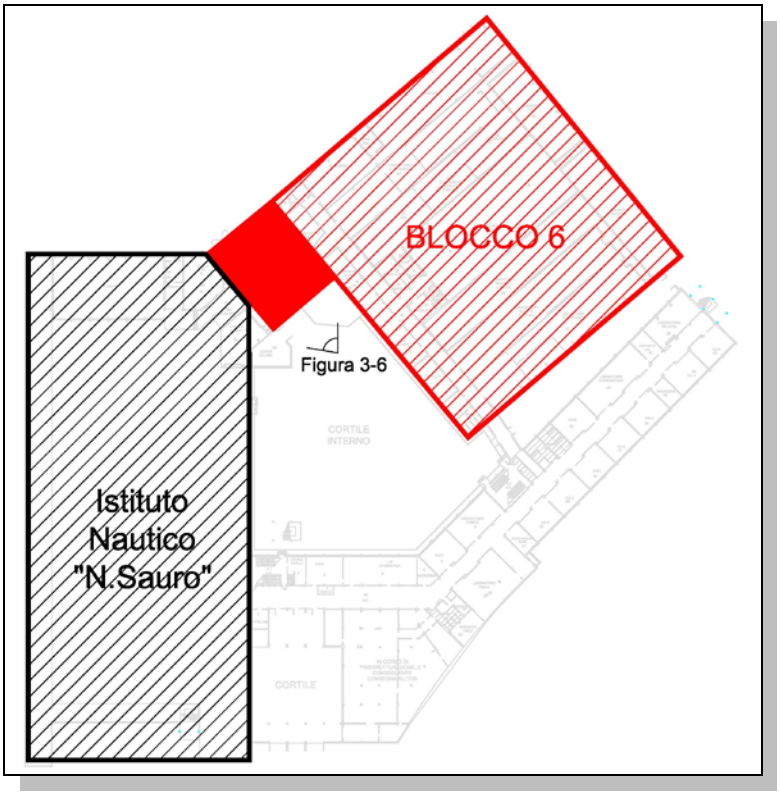


Fig. 3-5 Demolizione solaio di collegamento Blocco 6 – Istituto N.Sauro

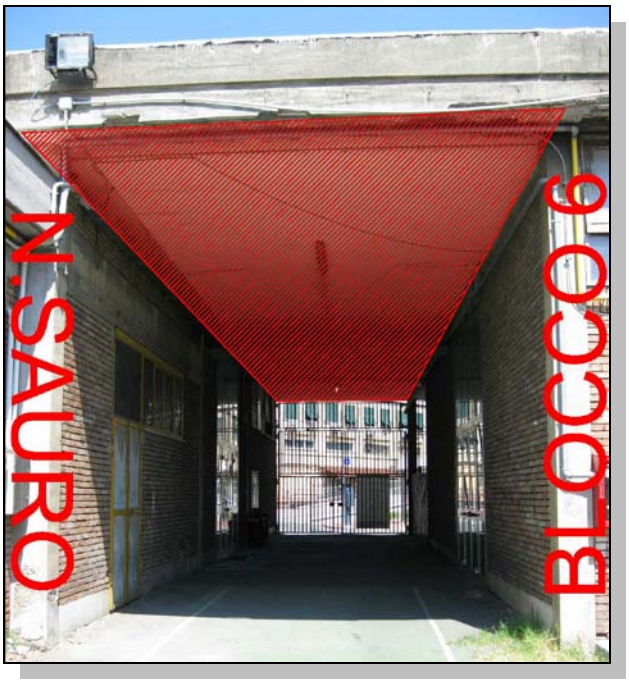


Fig. 3-6 Solaio di copertura Blocco6 – N.Sauro



Fig. 3-7 . Istituto N. Sauro, a sinistra, ed istituto Capellini, a destra: in evidenza l'assenza di giunto strutturale tra i due corpi di fabbrica e la conseguente continuità strutturale.



Fig. 3-8 Vista lato cortile intersezione Capellini – N.Sauro

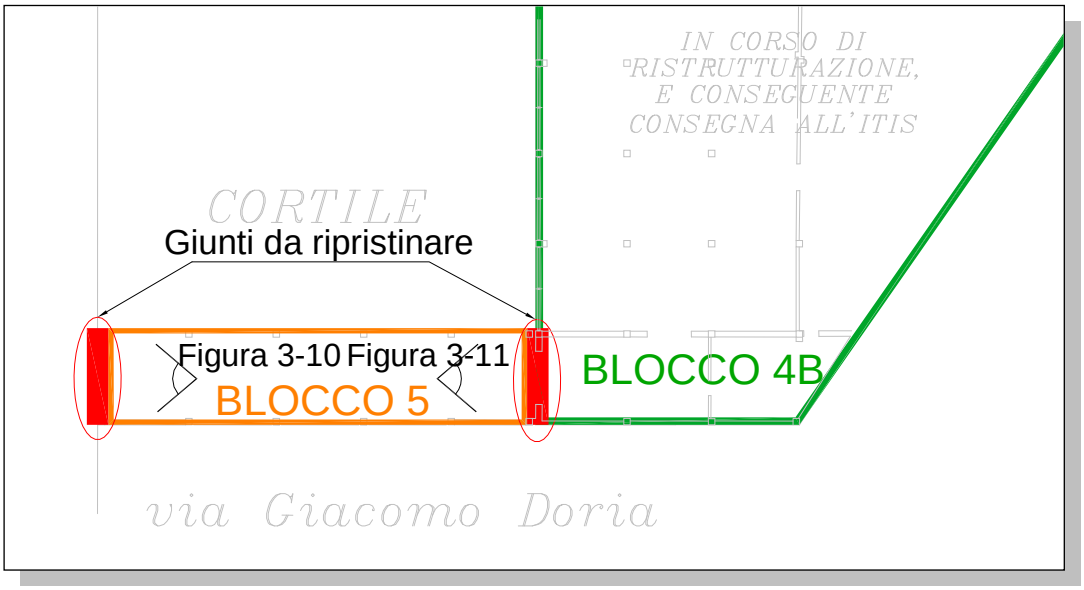


Fig. 3-9 corpo 5 (punti di presa fotografiche)



Fig. 3-10 corpo 5 (dettaglio lato N.Sauro)



Fig. 3-11 corpo 5 (dettaglio lato capellini blocco 4)

Limitatamente all'unità strutturale 4, è necessario procedere ad una ulteriore regolarizzazione: la distribuzione planimetrica di masse e rigidezze non consente infatti di controllare efficacemente gli spostamenti orizzontali sotto evento sismico. Risulta opportuno individuare al suo interno altri giunti, come già indicato in Fig. 3-4 e meglio specificato in Fig. 3-12, al fine di migliorarne il comportamento e verificare al contempo se la formazione di questi consenta di raggiungere i prestabiliti livelli di sicurezza senza altri interventi.

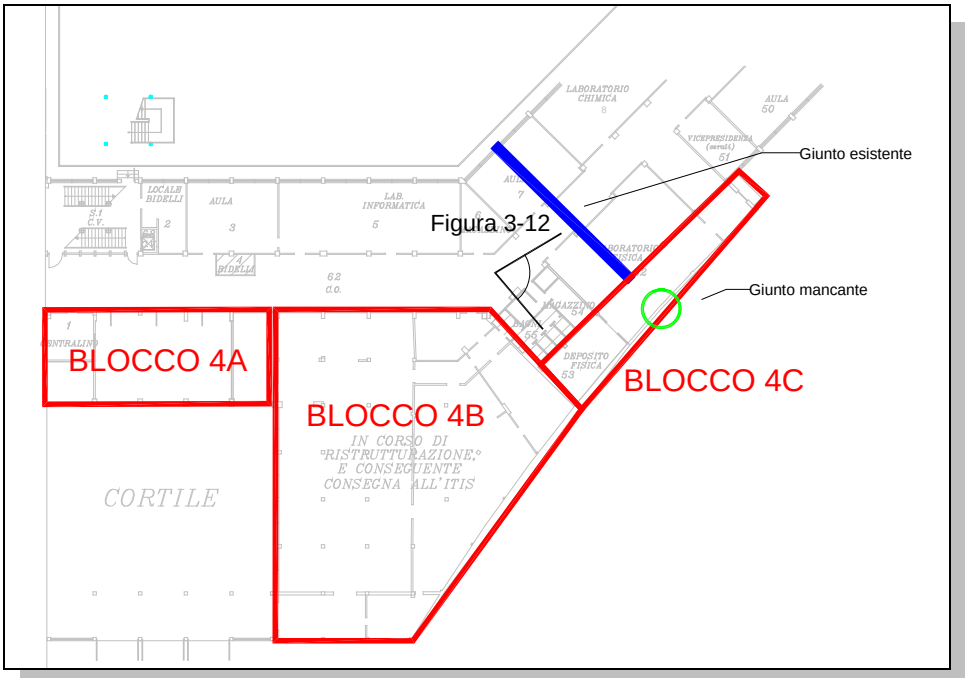


Fig. 3-12 Blocchi 4A-4B-4C



Fig. 3-13 Laboratorio di fisica – particolare giunto esistente (pilastro doppio) e mancante(lato strada)

4. VALUTAZIONE DEI LIVELLI DI SICUREZZA ATTUALI

Preliminarmente alle verifiche numeriche svolte si precisano alcuni aspetti e presupposti, indispensabili per una valutazione di quanto fatto, ed assunti a monte delle calcolazioni.

1. La valutazione dei livelli di sicurezza attuali è stata condotta assumendo un fattore di confidenza Fc=1,00.

   Infatti gli interventi proposti per l'adeguamento sismico, e le relative verifiche, presuppongono il conseguimento di un livello di conoscenza accurato - LC3. Questo al fine di permettere la definizione di un' intervento il più contenuto possibile, sia in termini economici, sia di invasività in relazione alle attività in essere presso l'edificio.

   Pertanto, per poter valutare correttamente l'efficacia progetto e delle soluzioni in esso proposte, si è avuta la necessità di confrontare la risposta sismica in condizioni pre e post-intervento assumendo i medesimi coefficienti di sicurezza.

   Ne consegue che allo stato attuale delle conoscenze i valori degli indicatori di rischio risultino sovrastimati.

   Fanno eccezione in tal caso le verifiche inerenti il blocco 5 (porticato di ingresso) per il quale i calcoli sono stati condotti assumendo un fattore di confidenza Fc=1,35, corrispondente ad un livello della conoscenza limitato - LC1. Limitatamente a tale corpo, infatti, le verifiche ed i livelli di sicurezza risultano soddisfatti senza la necessità di alcun intervento strutturale di miglioramento/adeguamento sismico.
2. Ipotesi adottata per le verifiche di sicurezza consiste nella semplificazione per la quale i blocchi individuati al "*Cap.3 – Individuazione delle Unità Strutturali e delle Criticità (livello globale)*" siano privi di interazione con i corpi contigui a prescindere dalla presenza di giunti siano essi efficaci, da ripristinare o inesistenti.
3. Per quanto concerne il blocco 1 si è riconosciuta in prima istanza, quale elemento di criticità il tamponamento in laterizio pesante, posto lungo la testata terminale: la sua interazione con i telai in cemento armato provoca eccentricità del sistema sismo-resistente rispetto al baricentro geometrico e delle masse del corpo di fabbrica in discussione. (vedi "*par. 5.1 – individuazione delle criticità locali e linee guida per la definizione degli interventi di adeguamento"*).

   Si è ritenuto pertanto necessario proporre un intervento che, in primo luogo, annulli tale interazione. Le verifiche di vulnerabilità allo stato attuale riflettono tale *prescrizione* progettuale, ritenuta indispensabile ai fine dell'adeguamento di questa porzione di fabbricato, ovvero non si è tenuto conto dell'interazione telaio-tamponamento per la determinazione dei moltiplicatori di collasso.

   In tal senso le verifiche forniscono una sovrastima dei livelli di sicurezza attuali.

4.1. PROCEDURE DI CALCOLO PER LA VERIFICA DELLO STATO DI FATTO

Le verifiche sismiche globali dell'edificio sono state condotte mediante analisi statica non lineare di tipo push over. La verifica è operata mediante confronto tra la curva di capacità della struttura per le diverse condizioni di carico previste e la domanda di spostamento calcolata con riferimento alle norme tecniche sulle costruzioni. In sintesi:

1. La curva di capacità è individuata mediante un diagramma spostamento-taglio massimo alla base. Le condizioni di carico che devono essere esaminate sono di due tipi:
   - Distribuzione di forze proporzionale alle masse;
   - Distribuzione di forze proporzionali al prodotto delle masse per la deformata corrispondente al primo modo di vibrare.

   Sono inoltre state considerate ulteriori condizioni di carico, introducendo una eccentricità accidentale del centro delle masse pari al 5% della massima dimensione dell'edificio in direzione perpendicolare al sisma.

   L'analisi, eseguita in controllo di spostamento, procede al calcolo della distribuzione di forze che genera il valore dello spostamento richiesto in un nodo della struttura, detto "nodo di controllo". L'analisi viene fatta continuare fino a che non si verifica un decadimento del taglio alla base pari al 20% del suo valore di picco. Si calcola così il valore dello spostamento massimo del punto di controllo dell'edificio generato da quella distribuzione di forze.

   Per il tracciamento della curva di capacità si è fatto riferimento allo spostamento medio dell'impalcato di copertura o ad un punto posto nel baricentro dell'ultimo impalcato
2. Si determinano le caratteristiche del sistema bi-lineare equivalente ad un grado di libertà. La curva di capacità del sistema equivalente è tracciata in base ai criteri di uguaglianze delle aree.

   Essa permette di determinare il periodo con cui ricavare lo spostamento massimo richiesto dal sisma, utilizzando gli spettri di risposta.
3. A partire dal periodo (T*), precedentemente calcolato, si determina la risposta massima in spostamento del sistema equivalente (dmax*) attraverso i criteri di uguaglianza in spostamento o di uguaglianza dell'energia, in relazione ai valori di T* e Tc.
4. Si valuta la risposta effettiva dell'edificio attraverso la conversione della risposta del sistema equivalente attraverso il parametro γ (coefficiente di partecipazione).
5. In ultimo si procede, trattandosi di edifici in cemento armato, alla verifica della compatibilità degli spostamenti per i meccanismi duttili e di resistenza per quelli fragili secondo le procedure indicate nella norma;

4.2. VERIFICHE DI VULNERABILITA'. MODELLAZIONE E DESCRIZIONE DEL COMPORTAMENTO STRUTTURALE IN FASE SISMICA

L'analisi non lineare di tipo push-over è stata condotta creando un modello tridimensionale composto da elementi monodimensionali di tipo BEAM ai quali sono state assegnate:

- cerniere plastiche (a flessione o pressoflessione), localizzate alle estremità degli elementi stessi, definite in base alle caratteristiche di deformabilità di ogni sezione;
- cerniere a taglio, al fine di poter cogliere i meccanismi fragili soprattutto laddove questi anticipano i meccanismi duttili impedendone, di fatto, l'attivazione.

La caratterizzazione fisico-meccanica, e la seguente formulazione matematica degli elementi e dei legami costitutivi dei materiali, è avvenuta in accordo con le indicazioni degli Eurocodici.

Tale modellazione consente che tutti gli elementi strutturali rimangano in campo elastico concentrando la non linearità solo alle estremità (o al centro nel caso delle cerniere plastiche a taglio) degli elementi.

Al fine di valutare importanti effetti locali di interazione tamponamenti-struttura, sono stati introdotti irrigidimenti di estremità (*end offsets*) nei pilastri interessati. In questo modo si è valutata l'influenza dei possibili collassi fragili dei "pilastri corti" e la conseguente risposta sismica del fabbricato.

I risultati vengono illustrati mediante:

- grafici su un sistema di riferimento in cui in ascissa sono riportati gli spostamenti, mentre in ordinata le accelerazioni spettrali, ossia attraverso i cosiddetti diagrammi ADRS – Acceleration Displacement Response Spectrum; rappresentazione che consente di sovrapporre le curva di capacità della struttura e di domanda del terremoto.
  E' così possibile verificare, in primo luogo, se l'analisi non lineare sia stata spinta sino a spostamenti che permettano di eseguire la verifica stessa ed, in secondo luogo, è possibile confrontare la richiesta del terremoto con le capacità di spostamento della struttura.
- rappresentazione grafica della deformata in condizioni sismiche;
- rappresentazione grafica degli elementi le cui verifiche locali non sono soddisfatte. Infatti, per quanto concerne la verifica allo stato limite ultimo di salvaguardia della vita, si è proceduto alla valutazione della compatibilità degli spostamenti globali con le deformazioni locali o alla verifica dello stato di sollecitazione. Ovvero si sono verificate le capacità rotazionali alle estremità di travi e pilastri per i meccanismi duttili (di tipo flessionale o presso-flessionale) e la resistenza a taglio degli elementi a comportamento fragile.

4.2.1 BLOCCO 1

Nell'immagine seguente (fig. 4.2.1.1) è illustrato il modello geometrico rappresentativo del Unità Strutturale 1.

Benché non visibili, il modello meccanico include, a tutti i livelli ed in relazione all'altezza dei parapetti delle finestre, gli irrigidimenti (end offset) alle estremità dei pilastri al fine di una corretta valutazione delle interazioni con i tamponamenti.

Viceversa, in via di prima approssimazione, si è trascurata la presenza del tamponamento cieco in mattoni presente sulla testata terminale. Trattasi di una semplificazione introdotta nel sistema resistente al solo fine di valutare la risposta strutturale in una ipotetica situazione di simmetria e pertanto non a favore di sicurezza. Come successivamente illustrato la verifica nella situazione esistente considerata non è soddisfatta, pertanto non è stato necessario affinare il modello e valutarne l'effettivo comportamento.

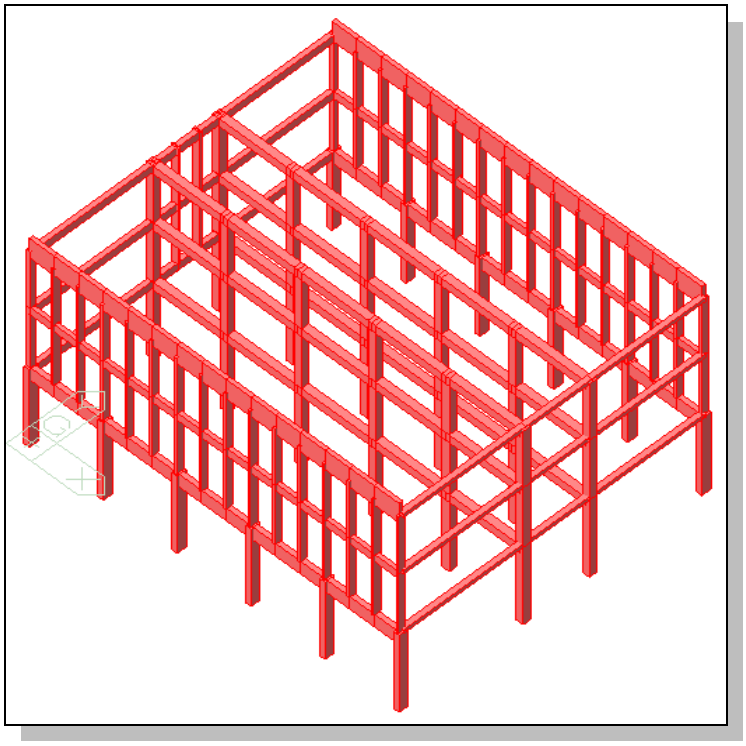


Fig. 4.2.1.1 – Modello blocco1

Preliminarmente alle verifiche numeriche si premette che:

- a livello globale della risposta (curva di push-over), è stata rilevata una notevole differenza di comportamento nelle due direzioni principali, con richieste di spostamenti importanti soprattutto in direzione Y (direzione trasversale ed ortogonale ai telai in cemento armato).
- a livello locale, la verifica dei meccanismi duttili e fragili risulta più impegnativa in direzione longitudinale, ove l'interazione con i tamponamenti (paraetti) produce una richiesta di deformabilità e resistenza maggiore.

A titolo d'esempio si riportano i risultati per le analisi svolta in direzione +X e +Y, entrambe con distribuzione dell'azione sismica secondo il 1°MODO ed eccentricità accidentale nulla.

VERIFICA IN DIREZIONE +X

SPETTRO ADSR

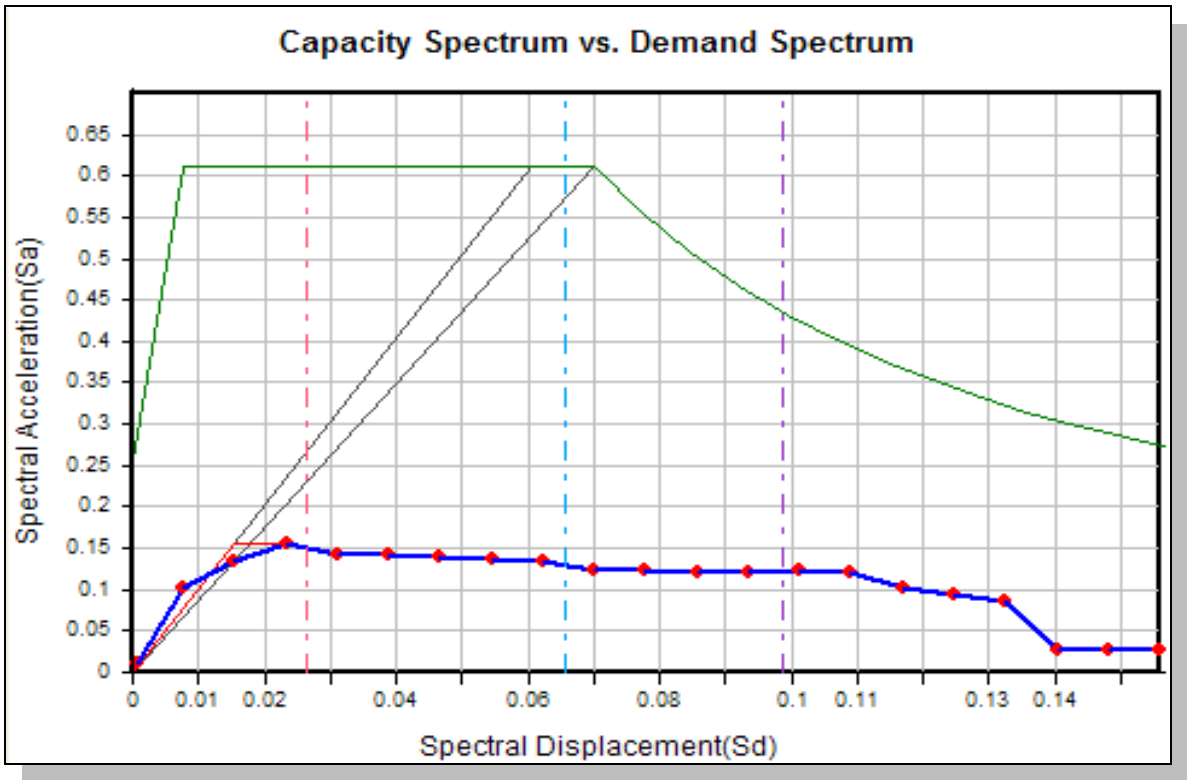


Fig. 4.2.1.2 – Diagramma ADSR +X modale

Ai fini di una corretta interpretazione del diagramma si sottolinea che la curva di capacità (a tratto blu) è riferita al sistema ad un grado di liberta equivalente al sistema reale a meno del fattore di partecipazione modale Γ.

La richiesta in spostamento del sisma di progetto (spettro di progetto) è rappresentato dalla curva a tratto verde, mentre le rette verticali rossa, azzurra e viola rappresentano rispettivamente la richiesta allo stato limite di danno, di salvaguardia della vita ed al collasso.

Relativamente allo stato limite di salvaguardia della vita la richiesta in spostamento del punto di controllo (dc*) per il sistema ad un grado di libertà è di poco superiore a 6cm; ad essa corrisponde una richiesta per il sistema reale pari 8,42cm (valutato sempre nel punto di controllo).

DEFORMATA

In fig. 4.2.1.3 è riportato il contour degli spostamenti valutati in corrispondenza della richiesta del terremoto per lo stato limite di salvaguardia della vita (step di carico 8)

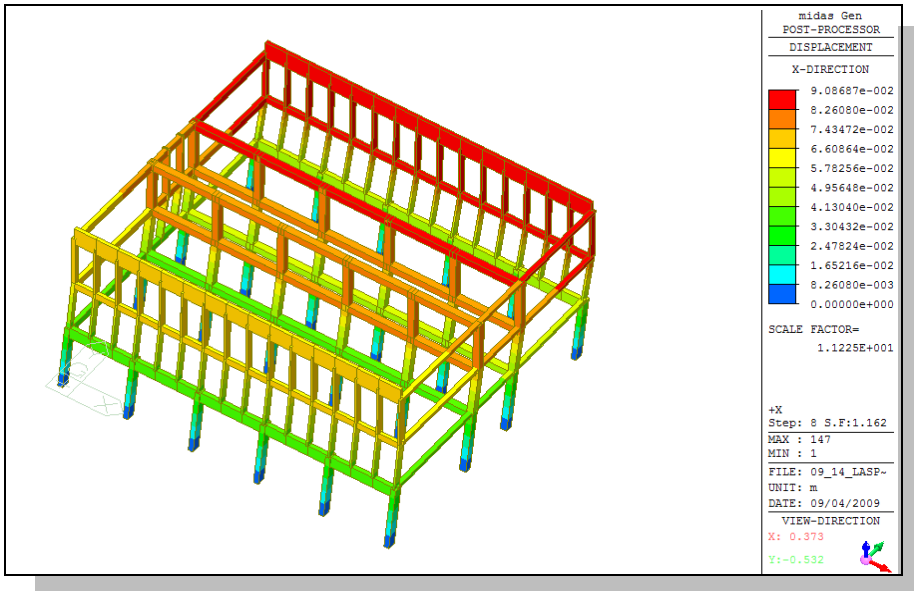


Fig. 4.2.1.3 – deformata

VERIFICHE LOCALI

Il controllo, in corrispondenza dello spostamento richiesto, delle rotazioni e delle resistenze a taglio, mostra come molti elementi, localizzati sia al primo che al secondo livello della struttura, superino i limiti di verifica (vedi fig. 4.2.1.4).

In particolare si sottolinea che le verifiche degli elementi fragili (pilastri corti sul prospetto) sono soddisfatte per step di carico prossimi a quello iniziale, con conseguenti moltiplicatori di collasso prossimi allo zero. Questo costituisce premessa per la proposta progettuale l'intervento di sgiunzione dei tamponamenti dagli adiacenti pilastri sui fronti esterni.

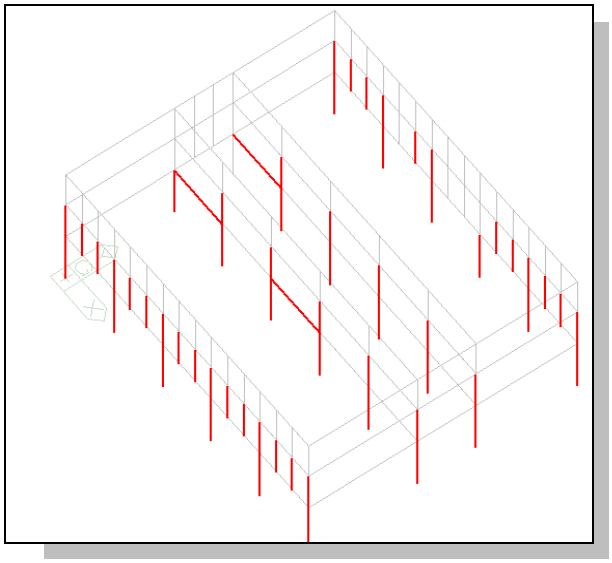


Fig. 4.2.1.4 – Meccanismi duttili o fragili non verificati

Ricordando che:

- per i meccanismi duttili la verifica è stata effettuata in termini di deformazione, con riferimento alla rotazione rispetto alla corda, utilizzando i valori medi delle proprietà dei materiali divisi per il fattore di confidenza;
- per i meccanismi fragili la verifica è stata effettuata in termini di resistenza, ,utilizzando i valori medi delle proprietà dei materiali divisi per il fattore di confidenza e per il coefficiente parziale. del materiale,

le verifiche sono state condotte partendo dallo step di verifica globale dell'edificio (step 8), procedendo a ritroso fino al passo in cui si evidenzia la crisi del primo elemento.

La seguente tabella riepiloga i livelli di accelerazione al suolo e le soglie di vulnerabilità nei confronti dei singoli meccanismi.

Stato limite ultimo SLV			d*	Sa(T*)_SLV	ag	αu
Meccanismi DUTTILI	STEP	**5**	0.045	0.4478	**0.053** g	**0.373**
Meccanismi FRAGILI	STEP	**1**	0.001	0.1059	**0.0025** g	**0.018**

Tab. 4.2.1.A

In tab. 4.2.1.A:

- **d*** rappresenta lo spostamento del punto di controllo del sistema equivalente ad un grado di libertà;
- **S_a (T*)** rappresenta l'accelerazione spettrale calcolata per T*, ove T* è il periodo del sistema ad un grado di libertà;
- **a_g** è l'accelerazione al suolo per cui le verifiche locali in termini di deformazione o resistenza sono soddisfatte;
- **α_u** è la soglia di vulnerabilità.

VERIFICA IN DIREZIONE +Y

SPETTRO ADSR

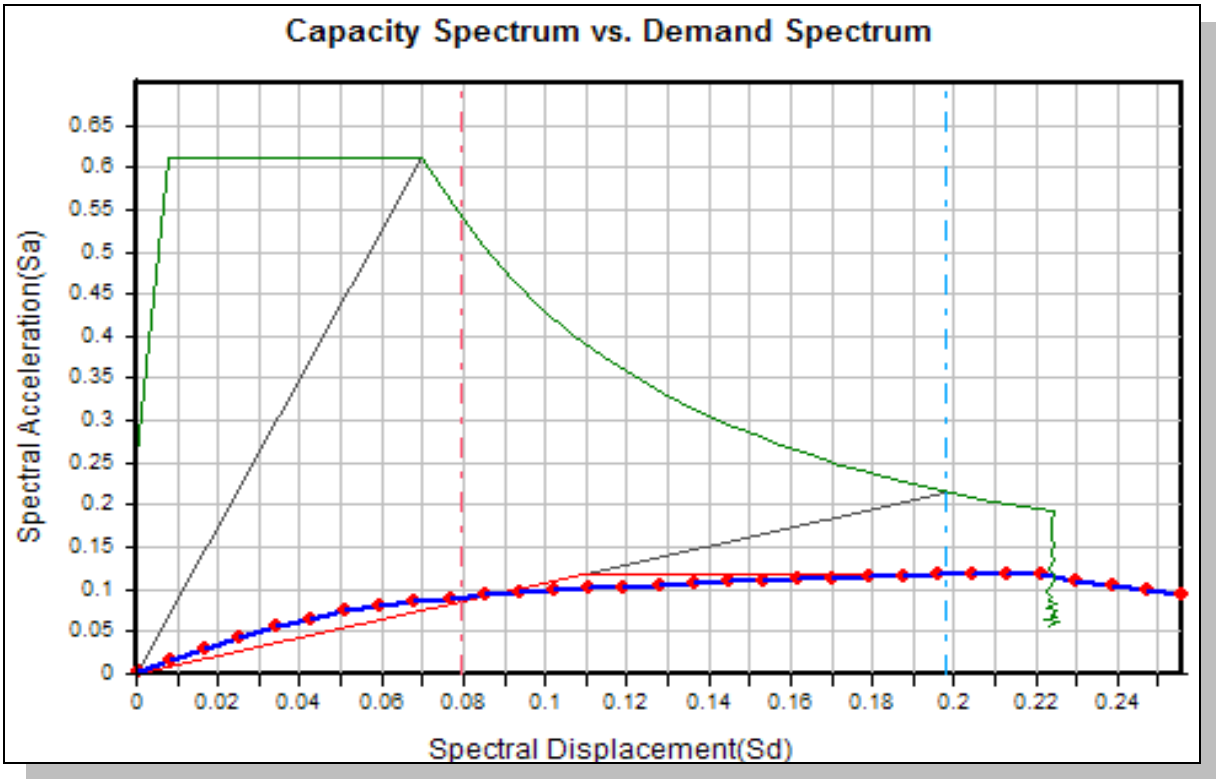


Fig. 4.2.1.5 – Curva ADSR +Y modale

Ai fini dell'interpretazione del diagramma vale quanto detto precedentemente per l'analisi in direzione X.

Relativamente allo stato limite di salvaguardia della vita la richiesta in spostamento del punto di controllo (dc*) per il sistema ad un grado di libertà è di poco inferiore a 20cm; ad essa corrisponde una richiesta per il sistema reale pari 23,24cm (valutato sempre nel punto di controllo).

Rispetto al caso precedente emerge chiaramente come:

- la rigidezza del ramo elastico della curva di capacità sia marcatamente inferiore;
- l'accelerazione spettrale (e le forze sismiche che la struttura è in grado di incassare) diminuiscono approssimativamente del 25%, passando da valori di circa 0,16g a circa 0,12g.

Quanto riscontrato è peraltro in accordo con il sistema resistente dell'unità strutturale in esame ove in direzione longitudinale sono presenti 4 telai in cemento armato (2 perimetrali e 2 di spina), mentre in direzione trasversale il sistema resistente è semplicemente formato da pilastri isostatici incastrati alla base (mensole).

DEFORMATA

In fig. 4.2.1.3 è riportato il contour degli spostamenti valutati in corrispondenza della richiesta del terremoto per lo stato limite di salvaguardia della vita (step di carico 23)

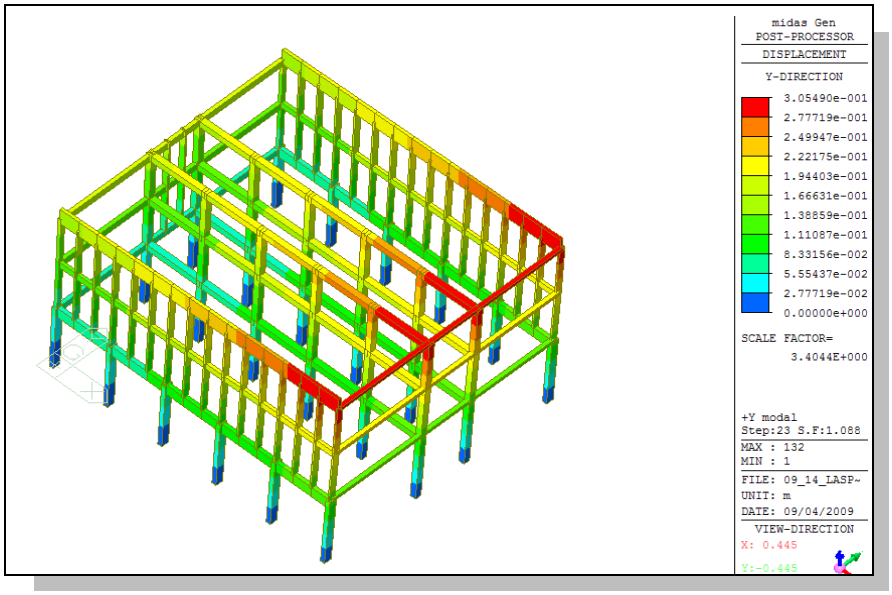


Fig. 4.2.1.6 – deformata

VERIFICHE LOCALI

Il controllo, in corrispondenza dello spostamento richiesto, delle rotazioni di snervamento e delle resistenze a taglio, mostra come molti elementi, localizzati sia al primo che al secondo livello della struttura, ed in taluni casi anche al terzo, superino i limiti di verifica (vedi fig. 4.2.1.7).

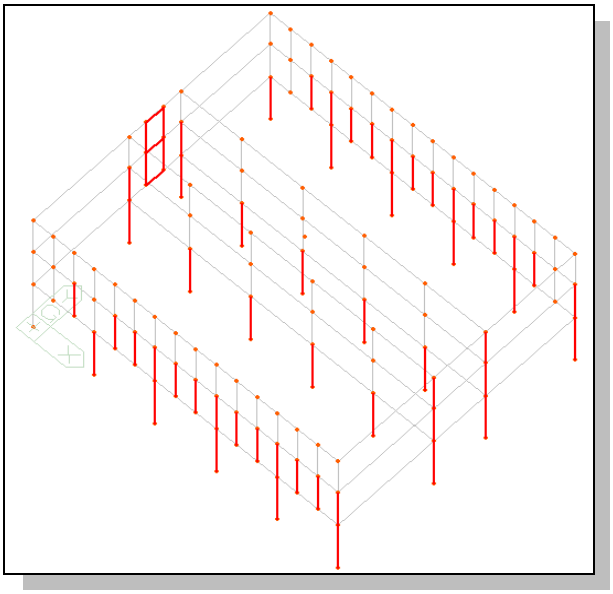


Fig. 4.2.1.7 – Meccanismi duttili - fragili non verificati

In ogni caso per quanto concerne la quantificazione numerica dei livelli di rischio per lo stato limite di salvaguardia della vita risulta più penalizzante la verifica in direzione longitudinale (direzione X). Le verifiche in direzione Y vengono pertanto omesse.

4.2.2 BLOCCO 2

Nell'immagine seguente (fig. 4.2.2.1) è illustrato il modello geometrico rappresentativo del Unità Strutturale 2.

Trattasi di un corpo di fabbrica del tutto similare a quello precedentemente indagato (Unità Strutturale 1). Differisce dal primo solo per estensione longitudinale: in un caso il modulo base è ripetuto 5 volte, mentre nel caso in esame è ripetuto 14 volte.

Per quanto concerne il modello meccanico vale esattamente quanto già detto per l'Unità Strutturale 1 e viene qui omesso.

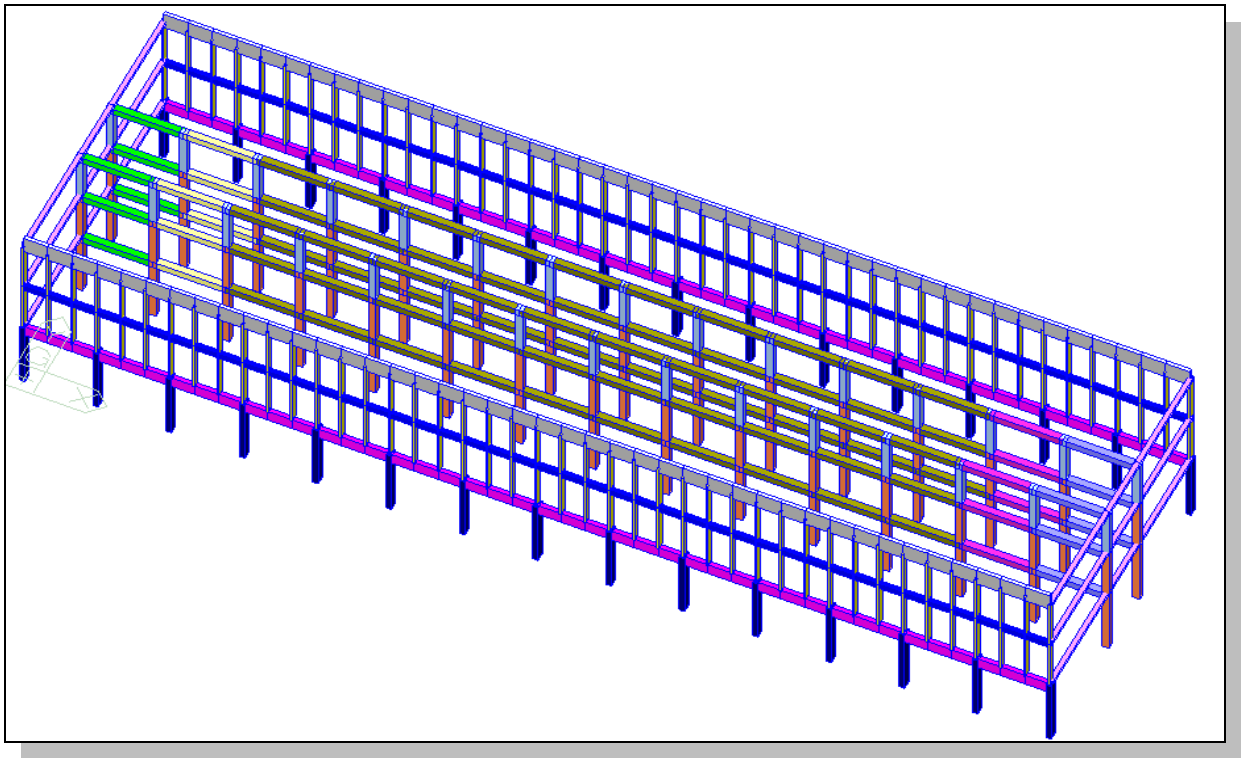


Fig. 4.2.2.1 – Modello blocco2

Anche per quanto concerne i contenuti qualitativi della risposta (richiesta in spostamento nelle due direzioni principali e verifica dei meccanismi locali, influenzata dall'interazione con i tamponamenti – parapetti) vale quanto asserito per il primo corpo di fabbrica.

A titolo d'esempio si riportano i risultati per le analisi svolta in direzione +X e +Y, entrambe con distribuzione dell'azione sismica secondo il 1°MODO ed eccentricità accidentale nulla.

VERIFICA IN DIREZIONE +X

SPETTRO ADSR

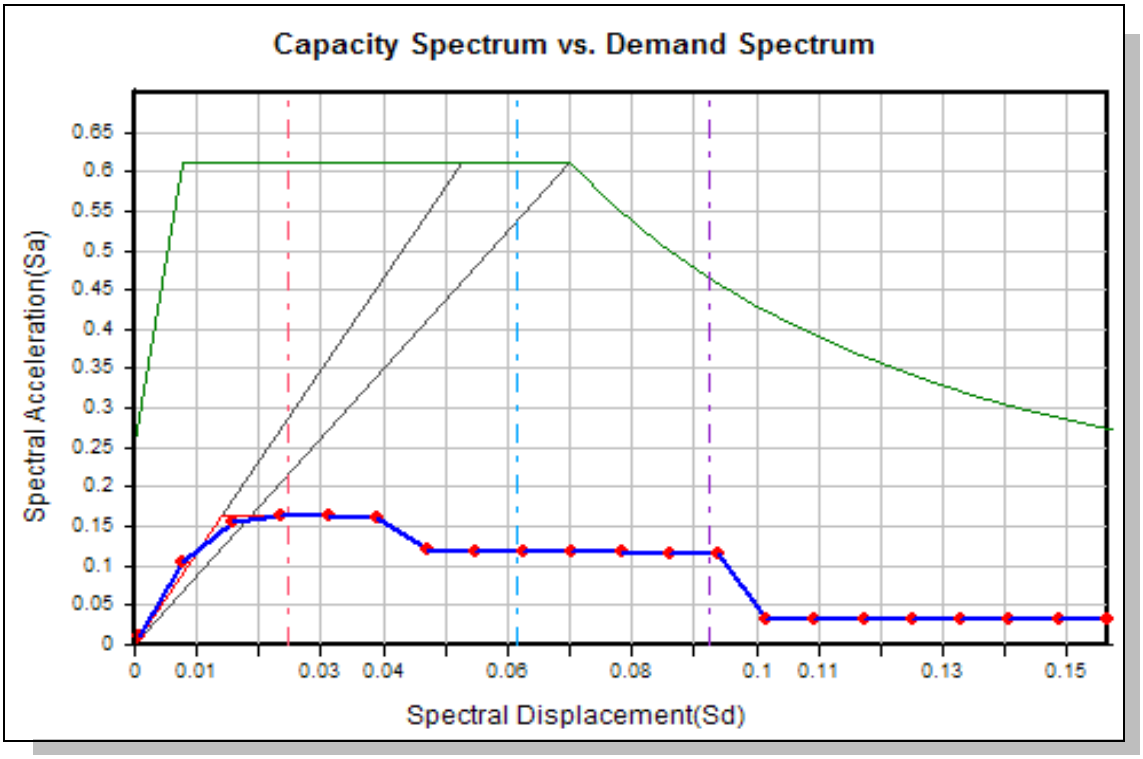


Fig. 4.2.2.2 – Curva ADSR +X modale

Ai fini dell'interpretazione del diagramma vale quanto detto precedentemente per l'analisi in direzione X.

Relativamente allo stato limite di salvaguardia della vita la richiesta in spostamento del punto di controllo (dc*) per il sistema ad un grado di libertà è circa 6cm; ad essa corrisponde una richiesta per il sistema reale pari 7,86cm (valutato sempre nel punto di controllo).

DEFORMATA

In fig. 4.2.2.3 è riportato il contour degli spostamenti valutati in corrispondenza della richiesta del terremoto per lo stato limite di salvaguardia della vita (step di carico 8)

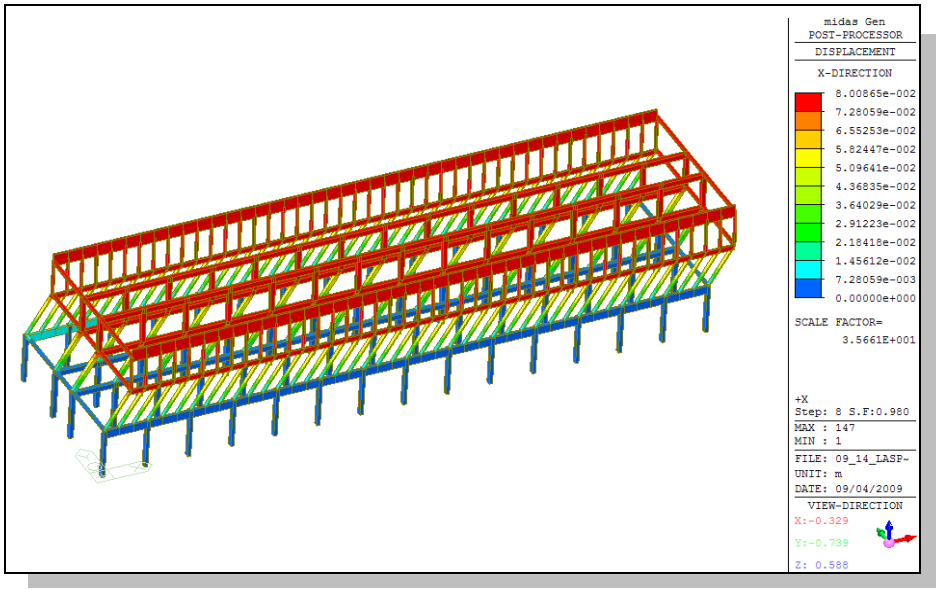


Fig. 4.2.2.3 – Spostamento direzione X – step 8

VERIFICHE LOCALI

Il controllo, in corrispondenza dello spostamento richiesto, delle rotazioni di snervamento e delle resistenze a taglio, mostra come molti elementi, localizzati sia al primo che al secondo livello della struttura, superino i limiti di verifica (vedi fig. 4.2.2.4).

Come nel caso precedente (US1) le verifiche degli elementi fragili (pilastri corti sul prospetto) sono soddisfatte per step di carico prossimi a quello iniziale, con conseguenti moltiplicatori di collasso prossimi allo zero.

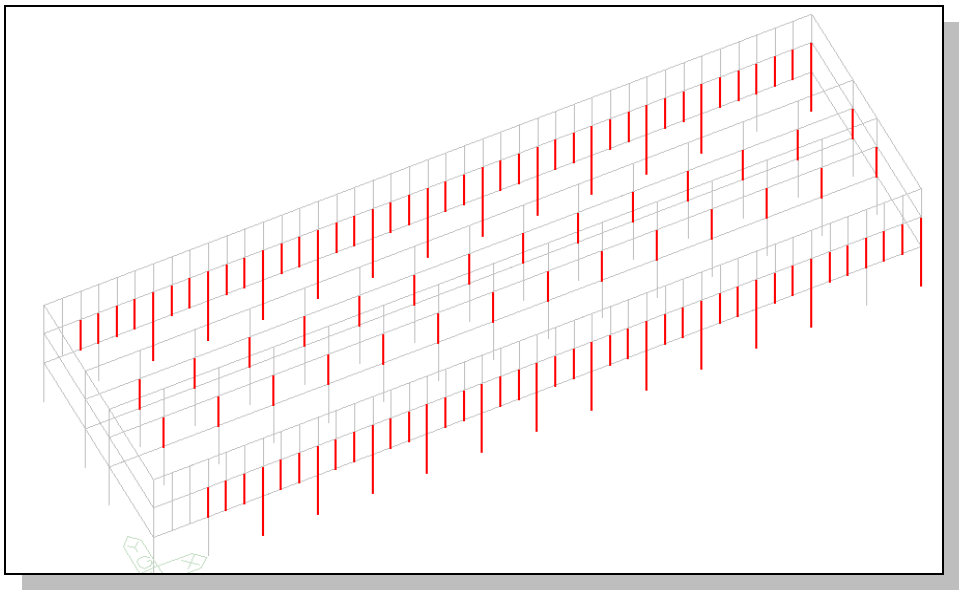


Fig. 4.2.2.4 – Meccanismi duttili - fragili non verificati

Seguendo la procedura indicata in 4.2.1, le verifiche sono state condotte partendo dallo step di verifica globale dell'edificio (step 8), procedendo a ritroso fino al passo in cui si evidenzia la crisi del primo elemento.

La seguente tabella riepiloga i livelli di accelerazione al suolo e le soglie di vulnerabilità nei confronti dei singoli meccanismi.

Stato limite ultimo SLV			d*	Sa(T*)_SLV	ag		αu
Meccanismi DUTTILI	STEP	**4**	0.05781	0.277	**0.0366**	g	**0.258**
Meccanismi FRAGILI	STEP	**1**	0.001	0.13	**0.003**	g	**0.021**

Tab. 4.2.2.A

Il significato di **d***, **Sa (T*)**, **T***, **ag** e **αu** è il medesimo di quello riportato a compendio della Tab 4.2.1.A:

VERIFICA IN DIREZIONE +Y

SPETTRO ADSR

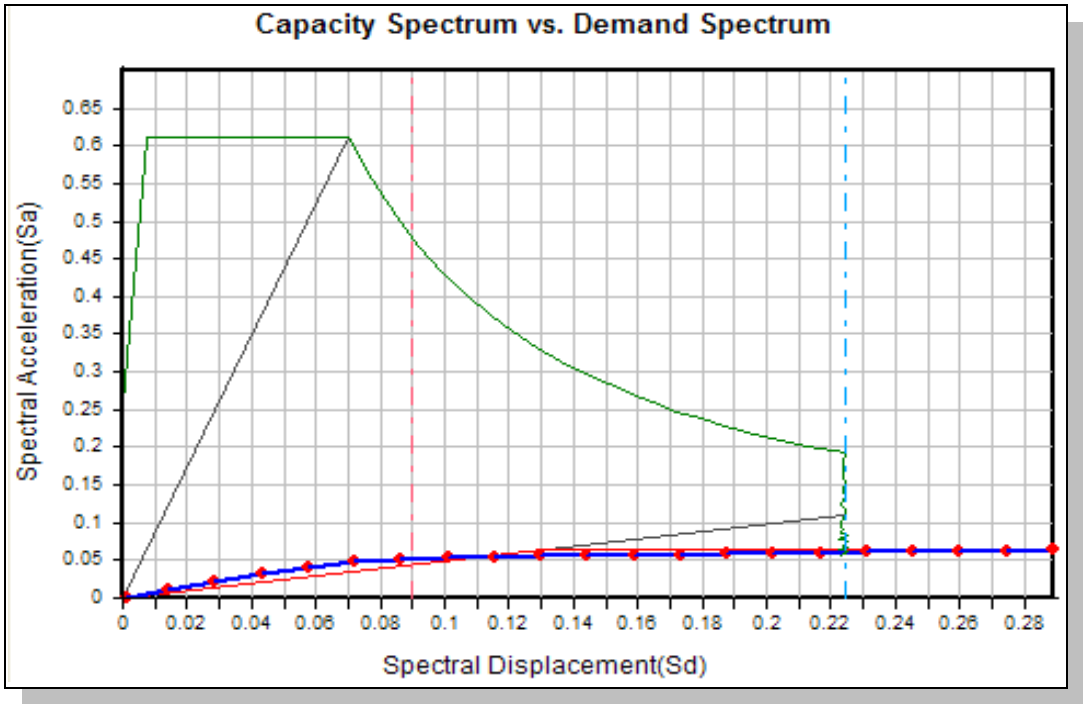


Fig. 4.2.2.5 – Curva ADSR +Y modale

Relativamente allo stato limite di salvaguardia della vita la richiesta in spostamento del punto di controllo (dc*) per il sistema ad un grado di libertà è di poco inferiore a 23cm; ad essa corrisponde una richiesta per il sistema reale pari 31,07cm (valutato sempre nel punto di controllo).

Rispetto alla verifica in direzione longitudinale emerge chiaramente come:

- la rigidezza del ramo elastico della curva di capacità sia marcatamente inferiore;
- l'accelerazione spettrale (e le forze sismiche che la struttura è in grado di incassare) diminuiscono approssimativamente del 66%, passando da valori di circa 0,16g a valori di poco superiori a 0,05g.

Anche in tal caso, in analogia con l'US1, quanto riscontrato è in accordo con il sistema resistente dell'unità strutturale in esame ove in direzione longitudinale sono presenti 4 telai in cemento armato (2 perimetrali e 2 di spina), mentre in direzione trasversale il sistema resistente è semplicemente formato da pilastri isostatici incastrati alla base (mensole).
Si osserva solo una più marcata diminuzione della forzante sismica che il sistema è in grado di incassare nel passaggio dalla direzione longitudinale alla direzione trasversale. Ciò deve essere imputato al contributo dei cordoli perimetrali di solaio, che nel primo caso fornisce un contributo non trascurabile, mentre ora data la distanza reciproca di questi elementi non è in grado di fornire un apprezzabile contributo.

DEFORMATA

In fig. 4.2.2.3 è riportato il contour degli spostamenti valutati in corrispondenza della richiesta del terremoto per lo stato limite di salvaguardia della vita (step di carico 16)

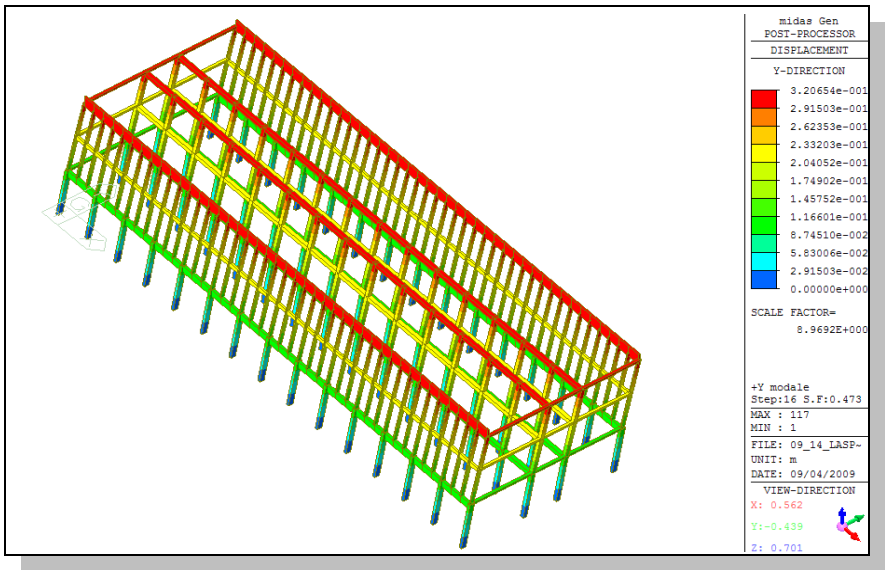


Fig. 4.2.2.6 – Spostamento direzione Y – step 16

VERIFICHE LOCALI

Il controllo, in corrispondenza dello spostamento richiesto, delle rotazioni di snervamento e delle resistenze a taglio, mostra come molti elementi, localizzati sia al primo che al secondo livello della struttura, ed in taluni casi anche al terzo, superino i limiti di verifica (vedi fig. 4.2.1.7).

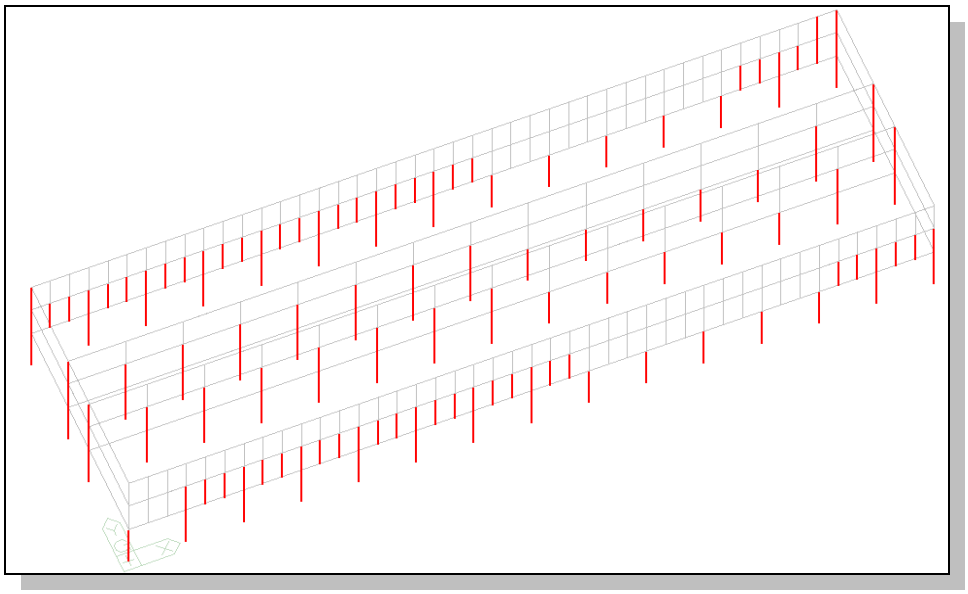


Fig. 4.2.2.7 – Meccanismi duttili-fragili non verificati - +Ymodale

In ogni caso per quanto concerne la quantificazione numerica dei livelli di rischio per lo stato limite di salvaguardia della vita risulta più penalizzante la verifica in direzione longitudinale (direzione X). Le verifiche in direzione Y vengono pertanto omesse.

4.2.3 BLOCCO 3

Nell'immagine seguente (fig. 4.2.3.1) è illustrato il modello geometrico rappresentativo del Unità Strutturale 3.

Rispetto ai corpi precedentemente analizzati differisce per:

- numero di piani, (ora 4 anziché 3);
- dimensioni trasversali, qui ridotte in quanto il corridoio disimpegna verso le aule solamente su un lato anziché su ambo i lati come neo casi precedenti;
- disegno architettonico e strutturale del fronte principale: il tipico disegno che contraddistingue sia il prospetto principale sia il retro dei delle unità strutturali 1 e 2 viene qui mantenuto solo per il prospetto sul retro. Nel passaggio tra il primo piano e quelli sovrastanti il passo dei pilastri è mantenuto costante ed al contempo si osserva un'interazione ancora più marcata con i tamponamenti di facciata.

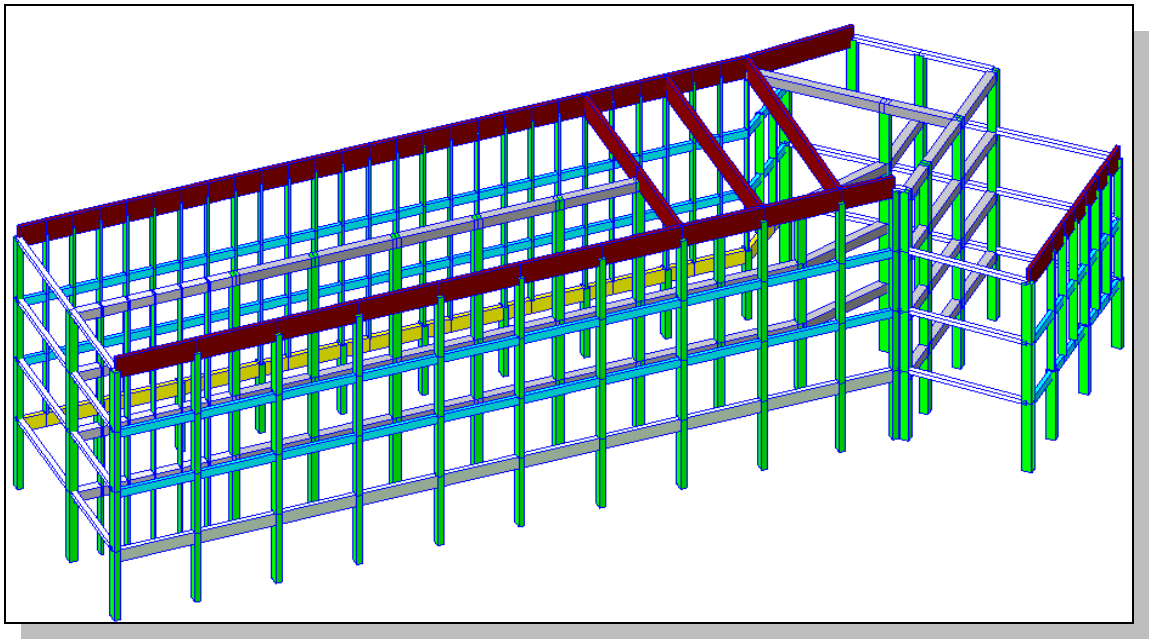


Fig. 4.2.3.1 – Modello blocco3

Analogamente ai casi precedenti, il modello meccanico include, a tutti i livelli ed in relazione all'altezza dei parapetti delle finestre, gli irrigidimenti (end offset) alle estremità dei pilastri al fine di una corretta valutazione delle interazioni con i tamponamenti.

Anche per quanto concerne i contenuti qualitativi della risposta (richiesta in spostamento nelle due direzioni principali e verifica dei meccanismi locali, influenzata dall'interazione con i tamponamenti – parapetti) vale quanto asserito nei casi precedenti.

A titolo d'esempio si riportano i risultati per le analisi svolta in direzione +X e +Y, entrambe con distribuzione dell'azione sismica secondo il 1°MODO ed eccentricità accidentale nulla.

VERIFICA IN DIREZIONE +X

SPETTRO ADSR

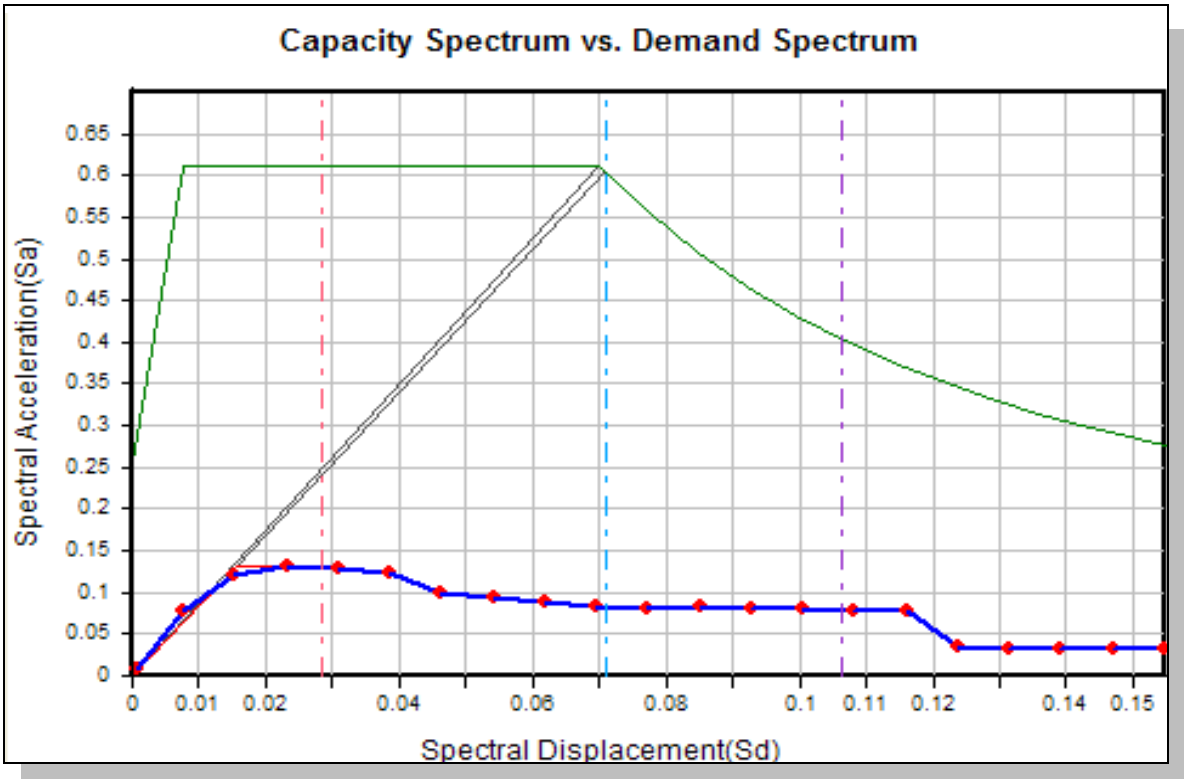


Fig. 4.2.3.2 – Curva ADSR +X

Relativamente allo stato limite di salvaguardia della vita la richiesta in spostamento del punto di controllo (dc*) per il sistema ad un grado di libertà è di poco superiore a 7cm; ad essa corrisponde una richiesta per il sistema reale pari 9,10cm (valutato sempre nel punto di controllo).

DEFORMATA

In fig. 4.2.3.3 è riportato il contour degli spostamenti valutati in corrispondenza della richiesta del terremoto per lo stato limite di salvaguardia della vita (step di carico 9)

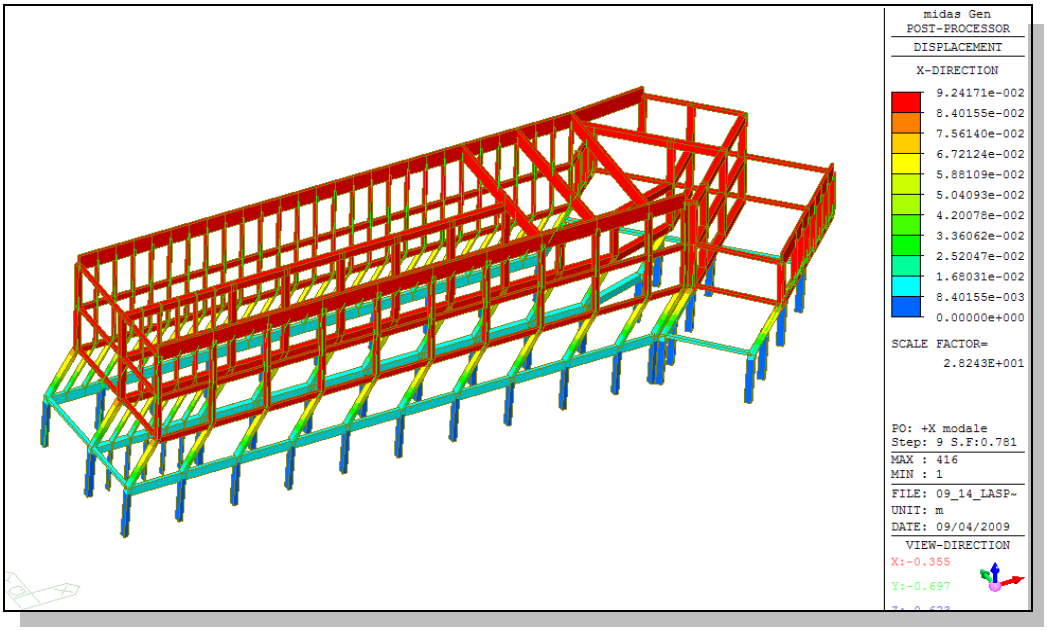


Fig. 4.2.3.3 – deformata

VERIFICHE LOCALI

Il controllo, in corrispondenza dello spostamento richiesto, delle rotazioni di snervamento e delle resistenze a taglio, mostra come molti elementi, localizzati secondo uno schema plano-altimetrico irregolare, superino i limiti di verifica (vedi fig. 4.2.3.4).

Le verifiche degli elementi fragili sono soddisfatte per step di carico prossimi a quello iniziale, con conseguenti moltiplicatori di collasso prossimi allo zero.

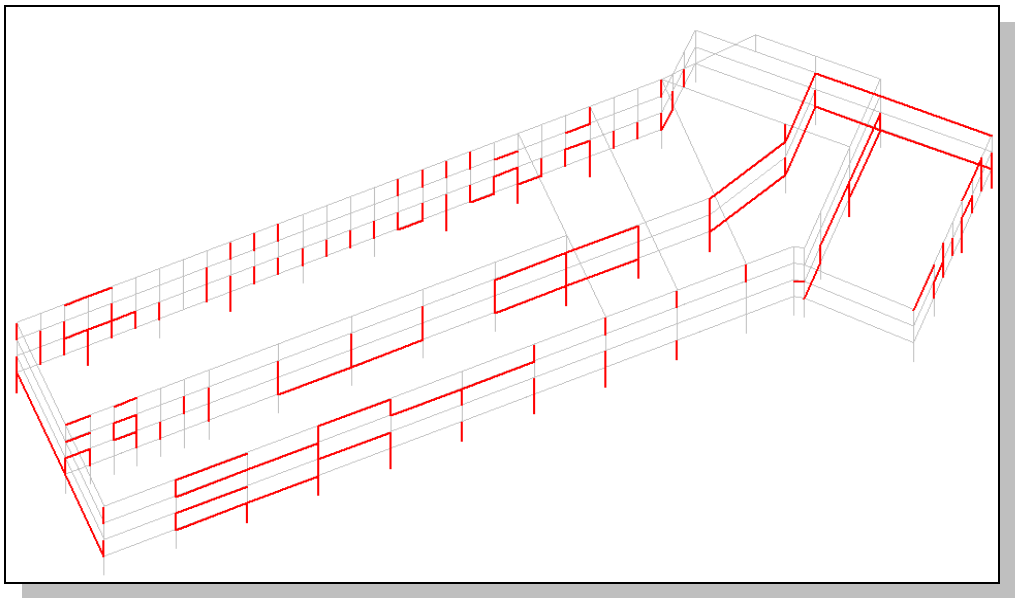


Fig. 4.2.3.4 – Meccanismi duttili-fragili non verificati

Seguendo la procedura indicata in 4.2.1 e 4.2.2, le verifiche sono state condotte partendo dallo step di verifica globale dell'edificio (step 9), procedendo a ritroso fino al passo in cui si evidenzia la crisi del primo elemento.

La seguente tabella riepiloga i livelli di accelerazione al suolo e le soglie di vulnerabilità nei confronti dei singoli meccanismi.

Stato limite ultimo SLV			d*	Sa(T*)_SLV	ag		αu
Meccanismi DUTTILI	STEP	**2**	0.0413	0.225	**0.0262**	g	**0.130**
Meccanismi FRAGILI	STEP	**1**	0.001	1.216	**0.003**	g	**0.023**

Tab. 4.2.32.A

Il significato di **d***, **Sa (T*)**, **T***, **ag** e **αu** è il medesimo di quello riportato a compendio della Tab 4.2.1.A

VERIFICA IN DIREZIONE +Y

SPETTRO ADSR

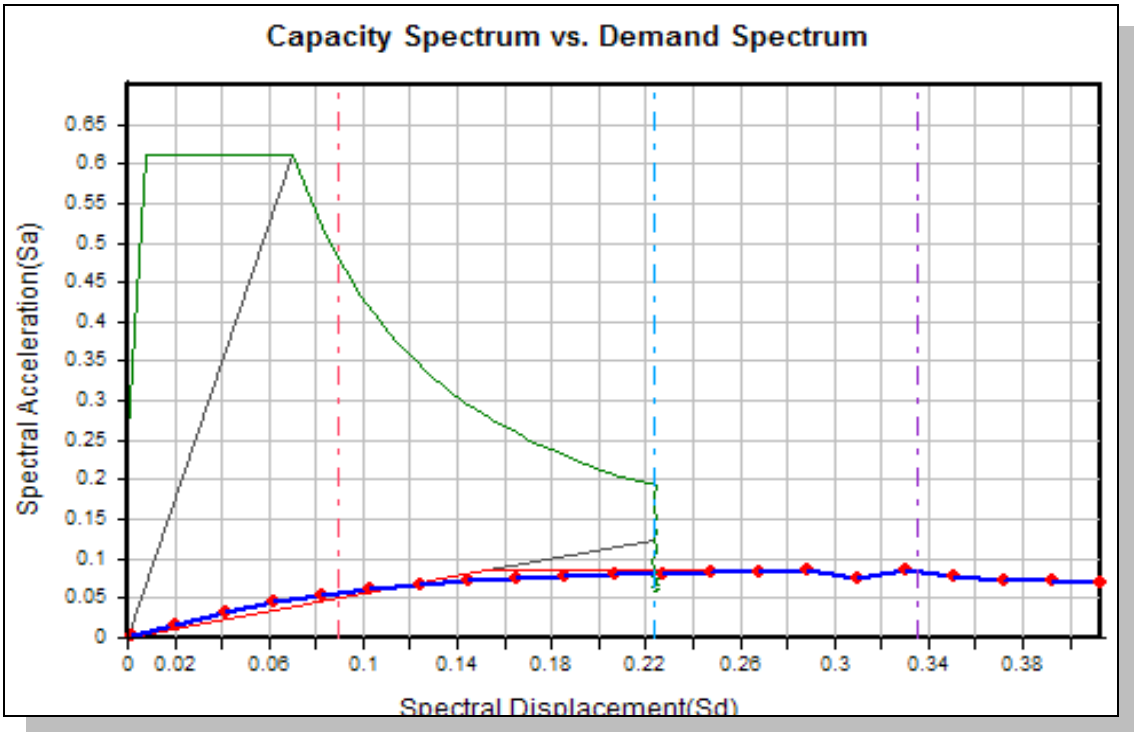


Fig. 4.2.3.5 – Curva ADSR +Y

Relativamente allo stato limite di salvaguardia della vita la richiesta in spostamento del punto di controllo (dc*) per il sistema ad un grado di libertà è di poco superiore a 22cm; ad essa corrisponde una richiesta per il sistema reale pari 21,62 cm (valutato sempre nel punto di controllo). In tal caso si osserva che il fattore di partecipazione è inferiore all'unità e ciò è imputabile ad una irregolarità plano altimetrica più accentuata rispetto ai casi precedenti

Rispetto alla verifica in direzione longitudinale emerge chiaramente come:

- la rigidezza del ramo elastico della curva di capacità sia marcatamente inferiore;
- l'accelerazione spettrale (e le forze sismiche che la struttura è in grado di incassare) diminuiscono approssimativamente del 40%, passando da valori di circa 0,13g a valori di circa a 0,08g.

DEFORMATA

In fig. 4.2.3.6 è riportato il contour degli spostamenti valutati in corrispondenza della richiesta del terremoto per lo stato limite di salvaguardia della vita (step di carico 11)

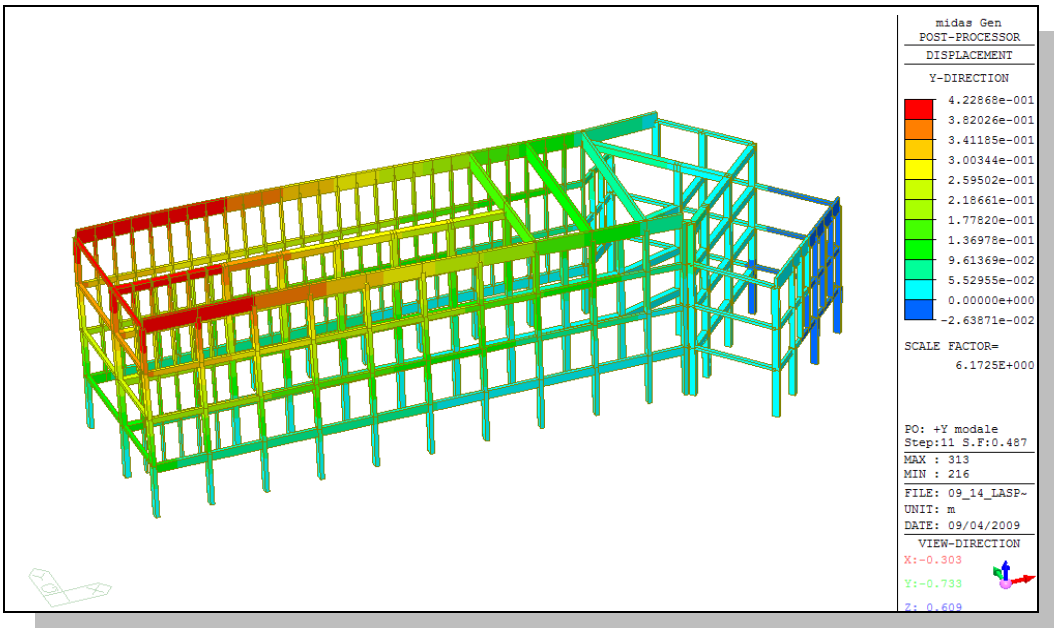


Fig. 4.2.3.6 – deformata

VERIFICHE LOCALI

Il controllo, in corrispondenza dello spostamento richiesto, delle rotazioni di snervamento e delle resistenze a taglio, mostra come molti elementi, localizzati secondo uno schema plano-altimetrico irregolare, superino i limiti di verifica (vedi fig. 4.2.3.7).

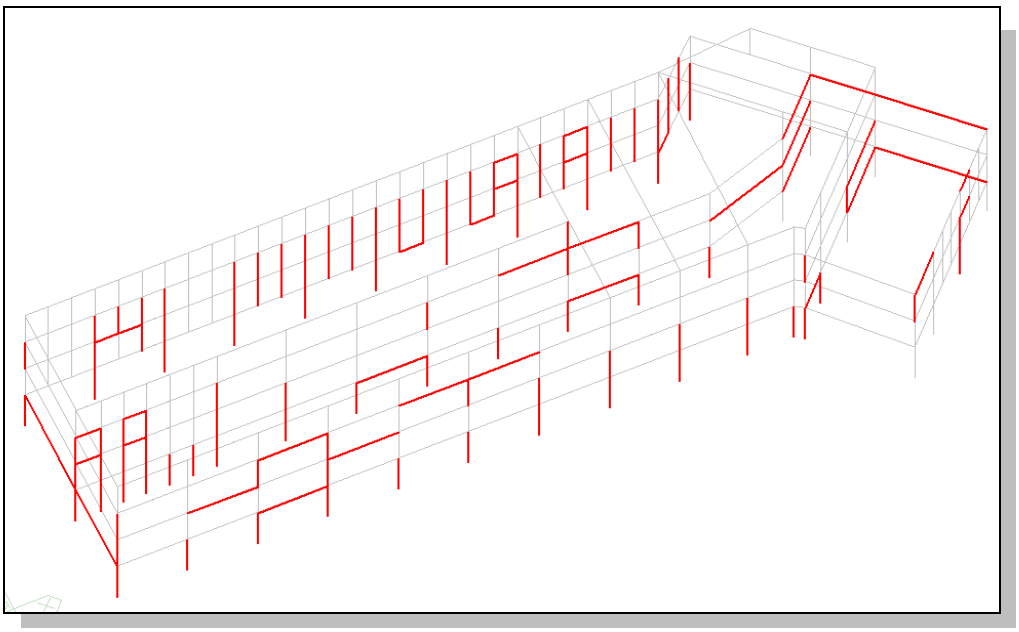


Fig. 4.2.3.7 – Meccanismi duttili-fragili non verificati

In ogni caso per quanto concerne la quantificazione numerica dei livelli di rischio per lo stato limite di salvaguardia della vita risulta più penalizzante la verifica in direzione longitudinale (direzione X). Le verifiche in direzione Y vengono pertanto omesse.

4.2.4 BLOCCO 4

Come anticipato al *Capitolo 3 – Individuazione delle unità strutturali e delle criticità (livello globale)* l'unità strutturale 4 è stata suddivisa in 3 *sotto-unità* pensate disgiunte in fase di verifica della sicurezza nello stato di fatto e rese poi effettivamente indipendenti nel progetto grazie alla formazione di giunti strutturali. Tale operazione si rende necessaria al fine di regolarizzare almeno planimetricamente le sotto unità.
Nel seguito viene pertanto proposta la verifica convenzionale delle unità 4A, 4B e 4C.

4.2.4.1 BLOCCO 4A

In Fig. 4.2.4.1-1 è illustrato il modello geometrico dell'unità strutturale 4A.

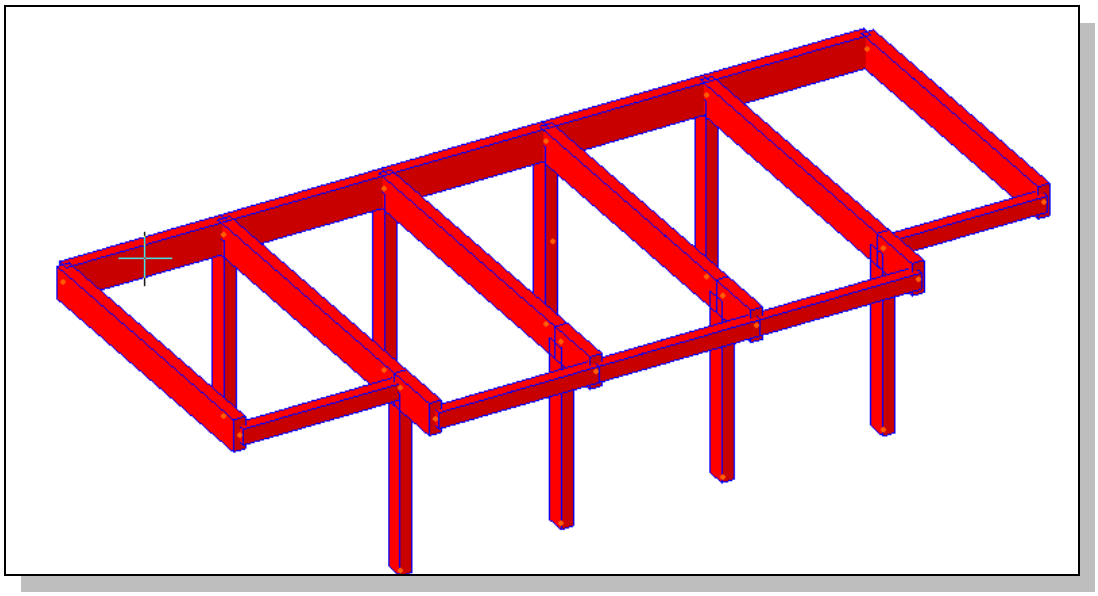


Fig. 4.2.4.1-1 Modello 3D

Per quanto concerne il modello meccanico le cerniere plastiche presso flessionali e di taglio sono state applicate ai soli elementi verticali essendo la dimensione di quelli orizzontali sufficientemente maggiore da poter ipotizzare un comportamento elastico degli stessi.
Le travi di testata trasversali simulano l'appoggio del solaio che si manterrà in corrispondenza del giunto sismico che verrà realizzato con l'istituto N.Sauro, a sinistra, e con il blocco 4B dell'istituto Capellini, a destra.

Trattandosi infine, di corpo di fabbrica ad un solo piano, le analisi sismiche non lineari di tipo Push-Over effettuate con distribuzione del carico proporzionale alla deformata del primo modo di vibrare e proporzionale alle masse coincidono.
Nel seguito verranno proposte le verifiche svolte in direzione longitudinale e trasversale considerando nulla l'eccentricità accidentale dei carichi.

VERIFICA IN DIREZIONE +X

SPETTRO ADSR

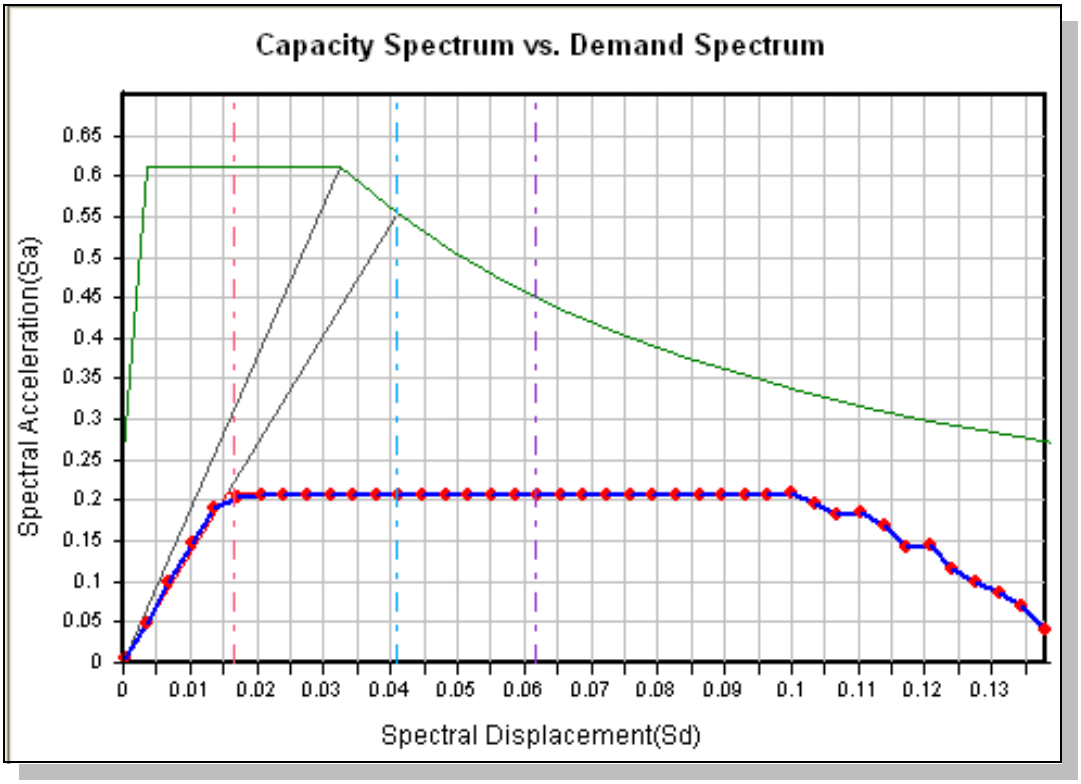


Fig. 4.2.4.1-2 Curva ADSR +X

Il significato delle curve e delle rette nello spettro ADSR è lo stesso di quello specificato ai paragrafi precedenti ed è qui omesso.

Relativamente allo stato limite di salvaguardia della vita la richiesta in spostamento del punto di controllo (dc*) per il sistema ad un grado di libertà è circa 4cm; ad essa corrisponde una richiesta per il sistema reale pari 3,57cm (valutato sempre nel punto di controllo).

DEFORMATA

In Fig. 4.2.4.1-3 è riportato il contour degli spostamenti valutati in corrispondenza della richiesta del terremoto per lo stato limite di salvaguardia della vita (step di carico 12)

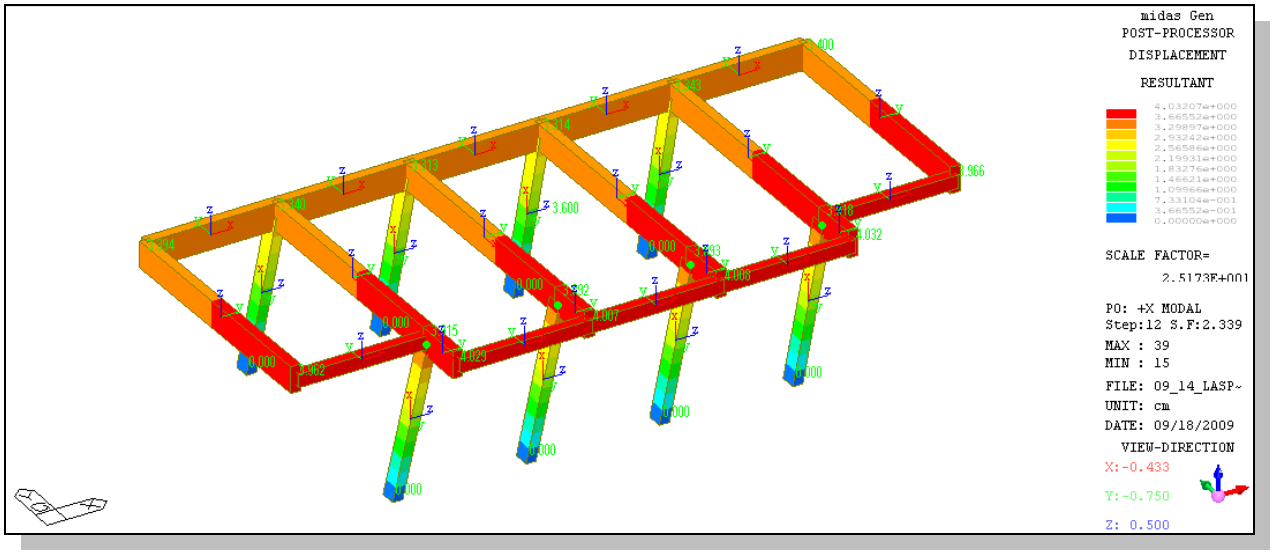


Fig. 4.2.4.1-3 Deformata

Marcata appare la differenza di richiesta in spostamento in direzione X (longitudinale) lungo le due pilastrate, anteriore e posteriore. Nel primo caso l'assenza di una trave di collegamento tra le testate dei pilastri determina una maggiore deformabilità del sistema rispetto alla situazione che si presenta sul colonnato posteriore in adiacenza al blocco 3 dell'Istituto Capellini.

VERIFICHE LOCALI

In ogni caso il controllo, in corrispondenza dello spostamento richiesto, delle rotazioni di snervamento e delle resistenze a taglio, mostra come non vi siano meccanismi né duttili, né fragili non verificati.

VERIFICA IN DIREZIONE +Y

SPETTRO ADSR

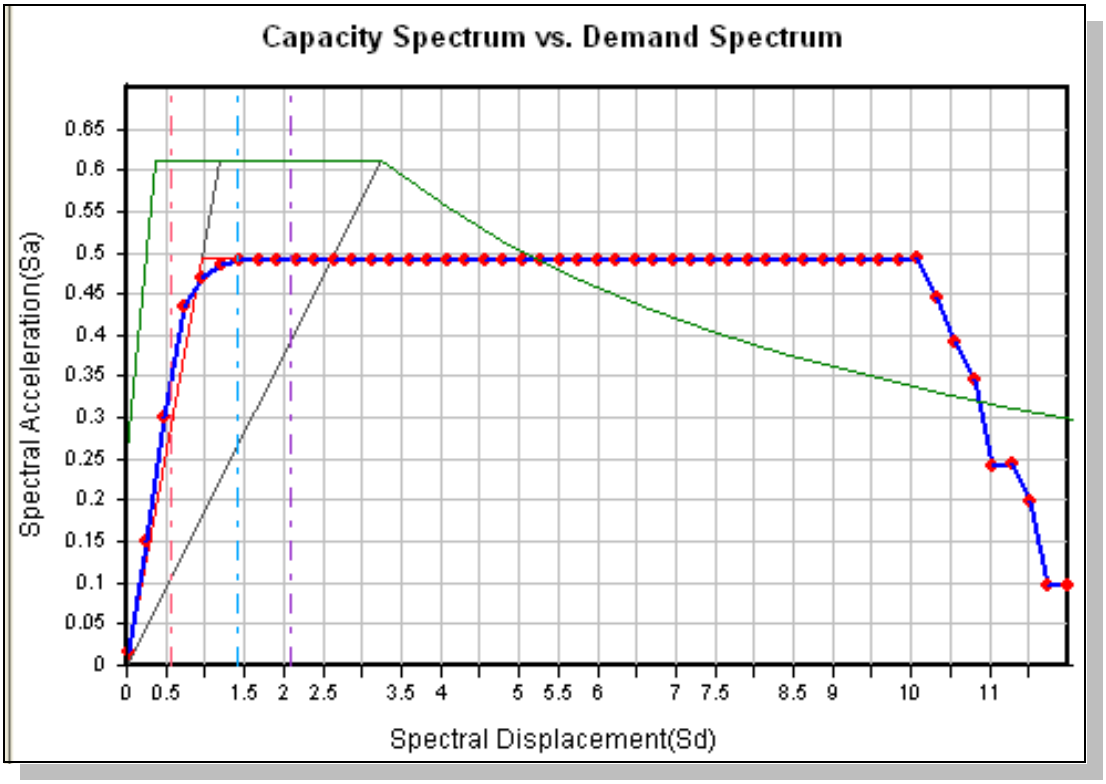


Fig. 4.2.4.1-4 Curva ADSR +Y

Relativamente allo stato limite di salvaguardia della vita la richiesta in spostamento del punto di controllo (dc*) per il sistema ad un grado di libertà è circa 1.40cm; ad essa corrisponde una richiesta per il sistema coincidente trattandosi di edificio monoplano e pertanto $\Gamma = 1{,}00$.

DEFORMATA

In Fig. 4.2.4.1-5 è riportato il contour degli spostamenti valutati in corrispondenza della richiesta del terremoto per lo stato limite di salvaguardia della vita (step di carico 6)

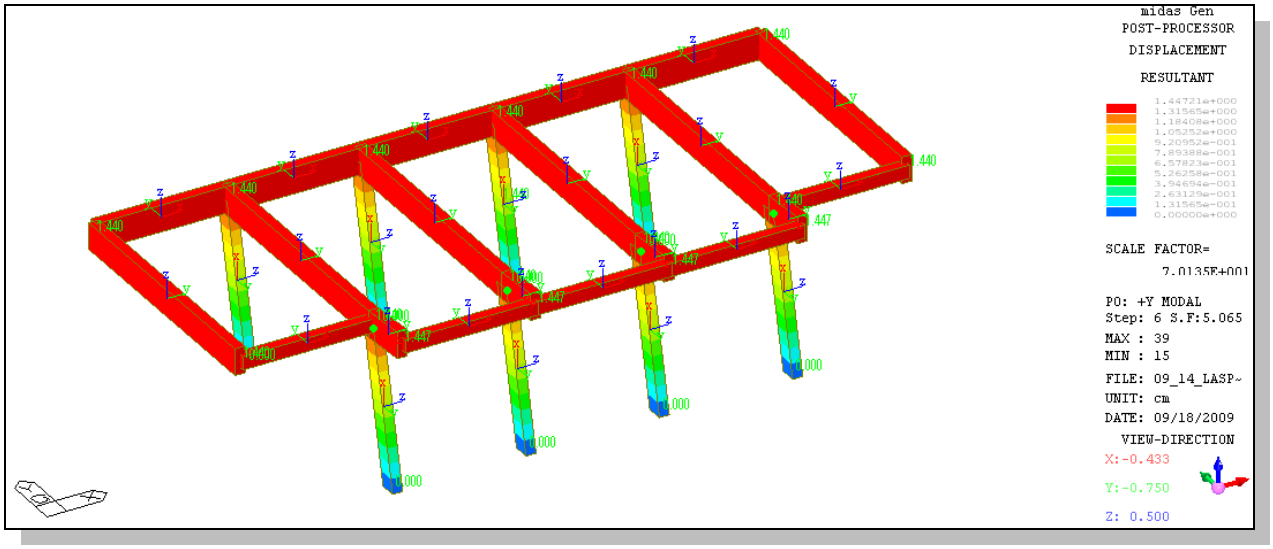


Fig. 4.2.4.1-5 Deformata

Diversamente dal caso precedente si riscontra l'uniformità dello spostamento prodotto dal sisma dovuto alla perfetta simmetria del sistema sismo-resistente per forzanti agenti in direzione trasversale.

VERIFICHE LOCALI

Anche in questo caso il controllo, in corrispondenza dello spostamento richiesto, delle rotazioni di snervamento e delle resistenze a taglio, mostra come non vi siano meccanismi né duttili, né fragili non verificati.

N.B. Le verifiche locali sono soddisfatte assumendo un Fattore di confidenza (Fc) =1,00. E' indispensabile programmare e definire una campagna diagnostica che permetta, in fase di stesura del progetto definitivo-esecutivo, di raggiungere il livello di conoscenza accurato (LC3).

4.2.4.2 BLOCCO 4B

L’unità strutturale qui esaminata presenta una forte disomogeneità degli elementi verticali determinate dall’alternanza di pilastri corti e pilastri con luce di taglio coincidente con l’altezza effettiva del pilastro.
Non si ritiene necessario procedere alla verifica numerica nello stato di fatto credendo sia opportuno definire un sistema resistente che inibisca le deficienze intrinseche dall’attuale sistema sismo-resistente.

4.2.4.3 BLOCCO 4C

Vale quanto detto per il blocco 4B. In tal caso le criticità risultano ancora più marcate in quanto, benché geometricamente l’unità strutturale possa considerarsi regolare, a livello strutturale vengono a mancare significativi elementi sismo resistenti.
Pertanto, anche in questo caso, non si ritiene necessario procedere alla verifica numerica nello stato di fatto credendo sia opportuno definire un sistema resistente che inibisca le deficienze intrinseche di quello attuale.

4.2.5 BLOCCO 5

In Fig. 4.2.4.3-1 è illustrato il modello geometrico dell'unità strutturale 5.

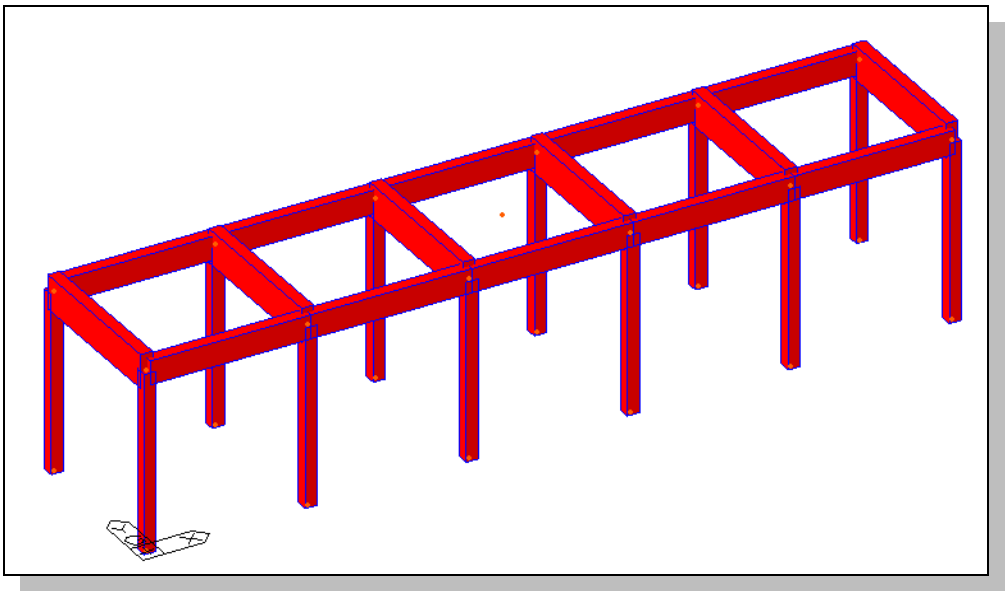


Fig. 4.2.4.3-1 Modello 3D Blocco 5

Per quanto concerne il modello meccanico le cerniere plastiche presso flessionali e di taglio sono state applicate ai soli elementi verticali essendo la dimensione di quelli orizzontali sufficientemente maggiore da poter ipotizzare un comportamento elastico degli stessi.
Il modello prevede l'avvenuto ripristino dei giunti sismici con gli adiacenti Istituto N.Sauro e blocco4B dell'istituto Capellini.

Trattandosi infine, di corpo di fabbrica ad un solo piano, le analisi sismiche non lineari di tipo Push-Over effettuate con distribuzione del carico proporzionale alla deformata del primo modo di vibrare e proporzionale alle masse coincidono.
Nel seguito verranno proposte le verifiche svolte in direzione longitudinale e trasversale considerando nulla l'eccentricità accidentale dei carichi.

VERIFICA IN DIREZIONE +X

SPETTRO ADSR

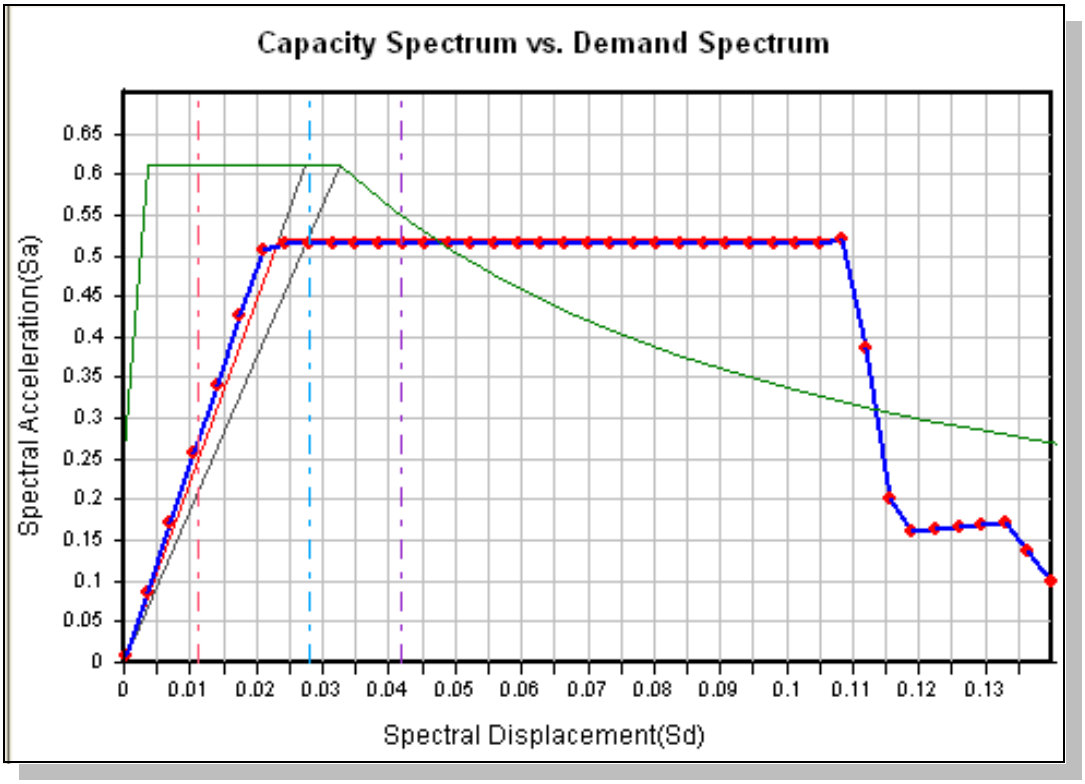


Fig. 4.2.4.3-2 Curva ADSR +X

Relativamente allo stato limite di salvaguardia della vita la richiesta in spostamento del punto di controllo (dc*) per il sistema ad un grado di libertà è circa 2.80cm; ad essa corrisponde una richiesta per il sistema coincidente trattandosi di edificio monoplano e pertanto $\Gamma = 1{,}00$.

DEFORMATA

In Fig.4.2.4.3-3 è riportato il contour degli spostamenti valutati in corrispondenza della richiesta del terremoto per lo stato limite di salvaguardia della vita (step di carico 8)

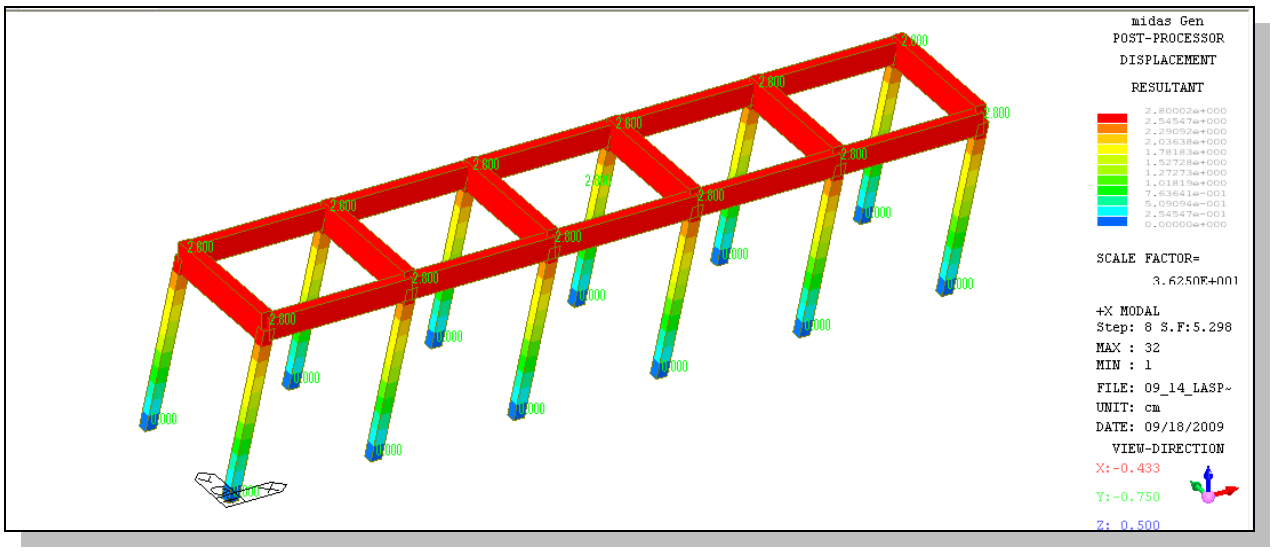


Fig.4.2.4.3-3 Deformata

Si osserva come la simmetria del sistema si traduca in una simmetria della risposta ed in una omogeneità degli spostamenti dell'impalcato.

VERIFICHE LOCALI

Il controllo, in corrispondenza dello spostamento richiesto, delle rotazioni di snervamento e delle resistenze a taglio, mostra come non vi siano meccanismi né duttili, né fragili non verificati.

VERIFICA IN DIREZIONE +Y

SPETTRO ADSR

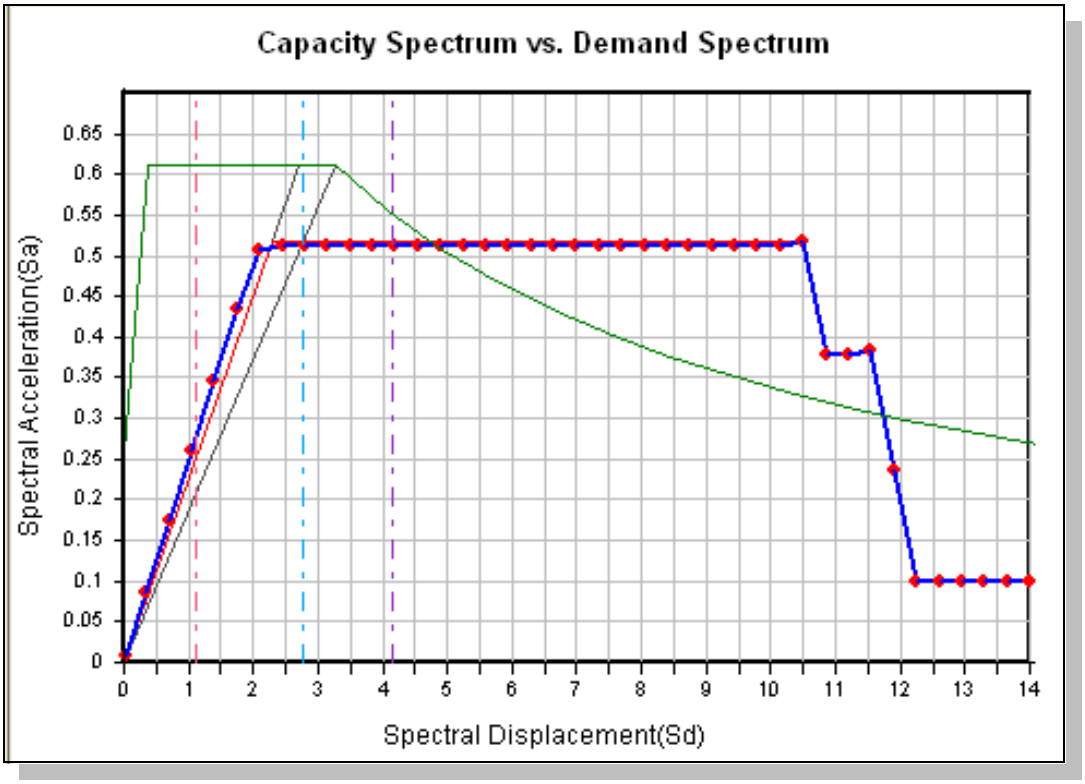


Fig.4.2.4.3-4 Curva ADSR +Y

Relativamente allo stato limite di salvaguardia della vita la richiesta in spostamento del punto di controllo (dc*) per il sistema ad un grado di libertà è circa 2.77cm; ad essa corrisponde una richiesta per il sistema coincidente trattandosi di edificio monoplano e pertanto $\Gamma = 1{,}00$.

DEFORMATA

In Fig. 4.2.4.3-5 è riportato il contour degli spostamenti valutati in corrispondenza della richiesta del terremoto per lo stato limite di salvaguardia della vita (step di carico 8)

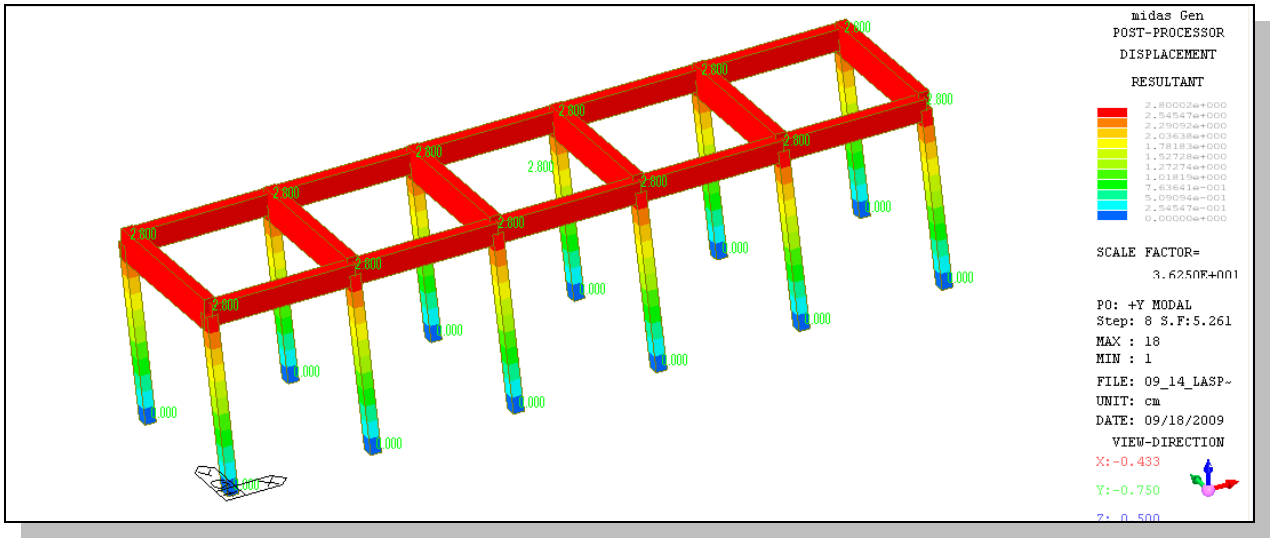


Fig. 4.2.4.3-5 Deformata

Si osserva, analogamente al caso precedente, come la simmetria del sistema si traduca in una simmetria della risposta ed in una omogeneità degli spostamenti dell'impalcato.

VERIFICHE LOCALI

Il controllo, in corrispondenza dello spostamento richiesto, delle rotazioni di snervamento e delle resistenze a taglio, mostra come non vi siano meccanismi né duttili, né fragili non verificati.

N.B. Le verifiche locali sono state effettuate assumendo un Fattore di confidenza (Fc) =1,35. Ovvero considerando l'effettivo livello di conoscenza compatibile con le indagini svolte.

Ad eccezione dei soli ripristini dei giunti, che non appaino correttamente eseguiti, e consolidamento di talune situazioni di degrado conservativo dei materiali non sarà necessario intervenire per migliorare il comportamento sismico del colonnato di ingrasso all'Istituto capellini.

4.2.6 BLOCCO 6

Il Blocco 6 presenta numerosi elementi di criticità che rendono la struttura simicamente vulnerabile. In primis si evidenzia la presenza di elementi di tamponamento che si estendono da pilastro a pilastro che ne riducono sensibilmente la luce di taglio rendendolo quindi soggetto a crisi per rottura fragile quando sottoposto ad azione orizzontale. In secondo luogo, nonostante l'evidente regolarità di sviluppo planimetrico, la non regolare distribuzione degli elementi di tamponamento rende la struttura soggetta a fenomeni torsionali difficilmente controllabili e quantificabili.

Per questo motivi si è optato per una soluzione a setti di controvento in c.a. che si faccia carico dell'intera azione sismica. Essendo inoltre questi ultimi dotati di rigidezza sensibilmente maggiore a quella dei telai esistenti, mettono in sicurezza gli stessi da rotture fragili o flessionali.

Questa sub-unità strutturale è stata studiata singolarmente con un modello a elementi finiti di cui si riporta in Fig. 4.2.4.3-1 il 3D.

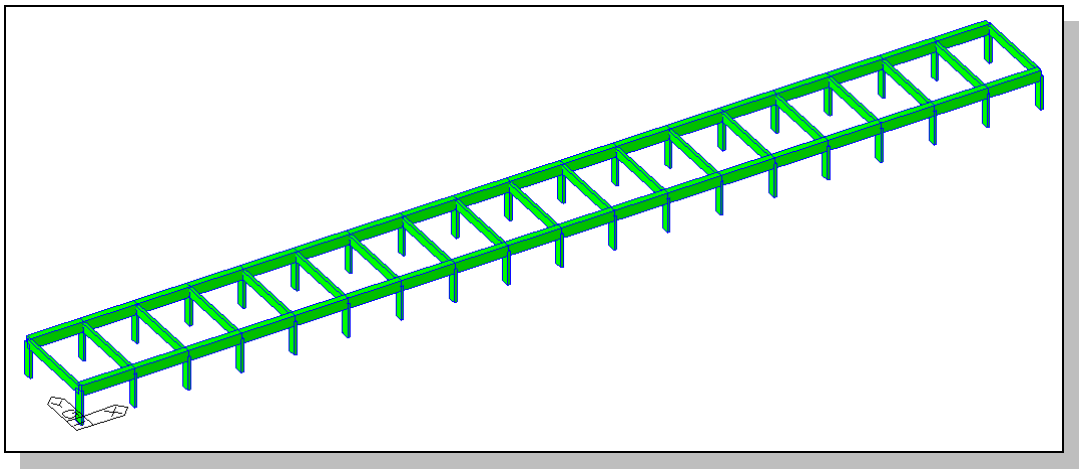


Fig. 4.2.4.3-1 Modello lucernari Blocco 6

Per quanto concerne il modello meccanico le cerniere plastiche presso flessionali e di taglio sono state applicate ai soli elementi verticali essendo la dimensione di quelli orizzontali sufficientemente maggiore da poter ipotizzare un comportamento elastico degli stessi.
Per quanto concerne lo spettro utilizzato per l'individuazione della richiesta di spostamento del sisma in corrispondenza dello Stato Limiti di salvaguardia della vita, questo è stato debitamente amplificato per tenere in considerazione che la struttura in esame si trova a una quota di 5m dal piano campagna.

Trattandosi infine, di un sub-corpo di fabbrica ad un solo piano, le analisi sismiche non lineari di tipo Push-Over effettuate con distribuzione del carico proporzionale alla deformata del primo modo di vibrare e proporzionale alle masse coincidono.
Nel seguito verrà riportata a titolo d'esempio la verifica svolta in direzione longitudinale considerando nulla l'eccentricità accidentale dei carichi.

VERIFICA IN DIREZIONE +X

SPETTRO ADSR

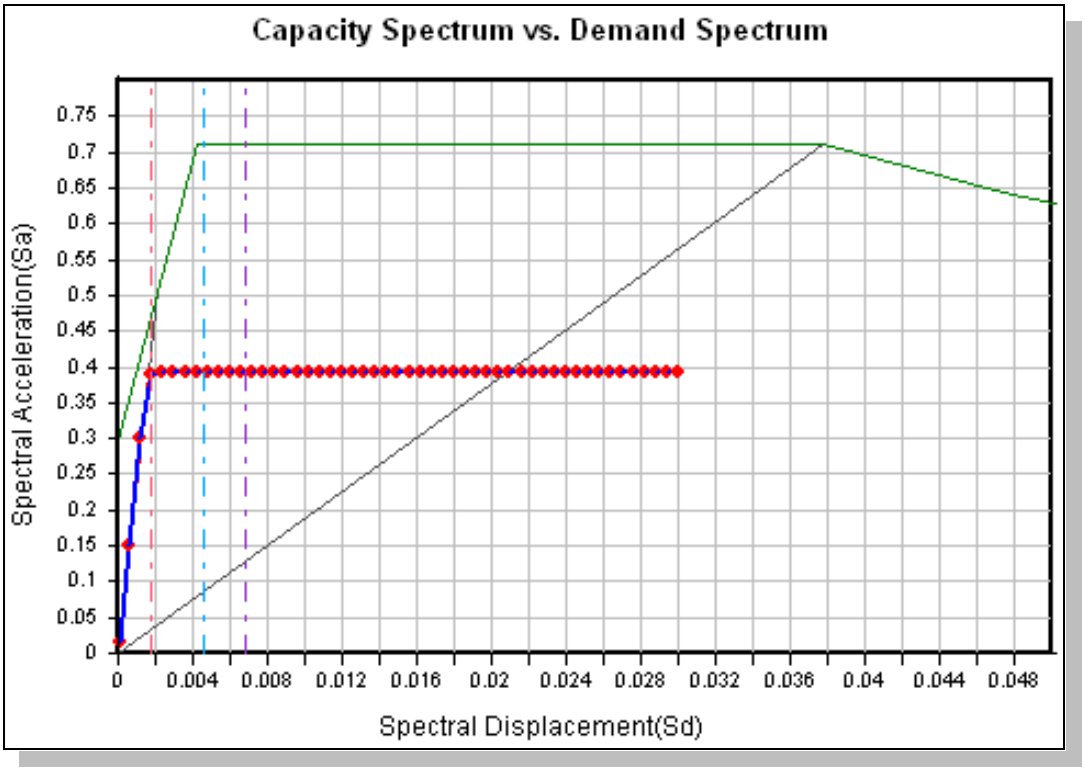


Fig. 4.2.4.3-2 Curva ADSR +X

Relativamente allo stato limite di salvaguardia della vita la richiesta in spostamento del punto di controllo (dc*) per il sistema ad un grado di libertà è circa 0.43cm; ad essa corrisponde una richiesta per il sistema coincidente trattandosi di edificio monoplano e pertanto $\Gamma = 1{,}00$.

DEFORMATA

In FFig. 4.2.4.3-3g. 5.2.6-3 è riportato il contour degli spostamenti valutati in corrispondenza della richiesta del terremoto per lo stato limite di salvaguardia della vita (step di carico 8)

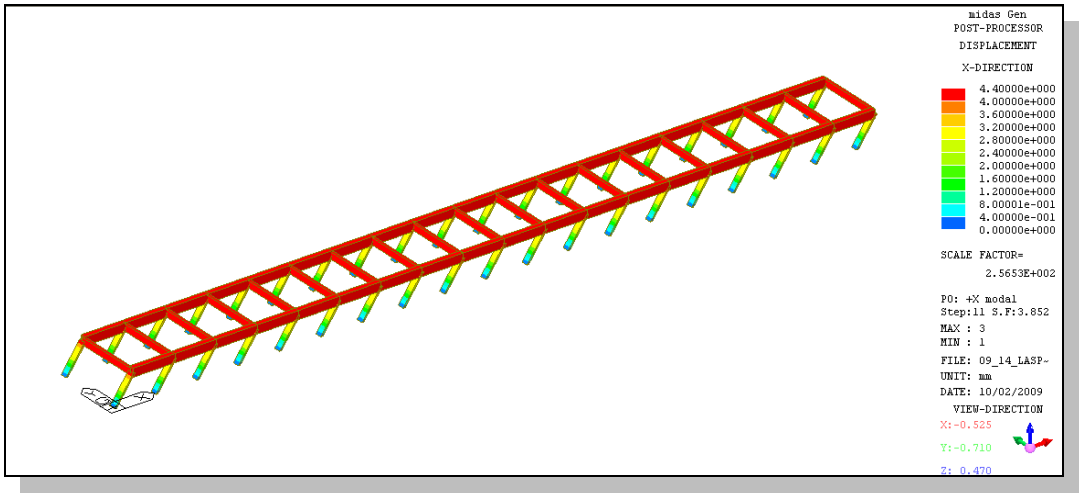


Fig. 4.2.4.3-3 Deformata

Si osserva come la simmetria del sistema si traduca in una simmetria della risposta ed in una omogeneità degli spostamenti dell'impalcato.

VERIFICHE LOCALI

Il controllo, in corrispondenza dello spostamento richiesto, delle rotazioni di snervamento e delle resistenze a taglio, mostra come non vi siano meccanismi né duttili, né fragili non verificati.

N.B. Le verifiche locali sono state effettuate assumendo un Fattore di confidenza (Fc) =1,35. Ovvero considerando l'effettivo livello di conoscenza compatibile con le indagini svolte.

Si ritiene necessaria un'indagine diagnostica, come definito nel capitolo 7, per la validazione delle analisi fatte.

5. VALUTAZIONE DEI LIVELLI DI SICUREZZA DI PROGETTO

5.1. INDIVIDUAZIONE DELLE CRITICITA' LOCALI E LINEEE GUIDA PER LA DEFINIZIONE DEGLI INTERVENTI DI ADEGUAMENTO SISMICO

Le ipotesi progettuali e la definizione degli interventi non possono prescindere oltre che dalle vulnerabilità globali, intese come individuazione delle unità strutturali, anche dalle vulnerabilità locali e specifiche di ciascun corpo di fabbrica.
Gli interventi pertanto dovranno rispondere e trovare soluzione anche per l'eliminazione delle *criticità locali*, individuate sulla base degli accertamenti e sopralluoghi svolti, di seguito descritte. Le vulnerabilità locali riscontrate possono così riassumersi:

A. pilastri corti presenti nella quasi totalità delle unità strutturali (corpi 1, 2, 3, 4B, 4C, 6). Di questo aspetto si è ampiamente discusso sia in fase di descrizione del sistema strutturale esistente sia in fase di valutazione dei livelli d sicurezza attuali.

B. per il blocco 6 si è riscontrata:
   - la presenza, oltre che di pilastri corti, di tamponamenti realizzati in laterizi pesanti, tavolati e pennellature in legno che formano un sistema resistente articolato e complesso di problematica individuazione;
   - la presenza sistematica di fori nell'impalcato di copertura per la formazione dei lucernari (vedi Fig. 5.1-1) che impediscono di assumere quale ipotesi progettuale l'impalcato infinitamente rigido.



Fig. 5.1-1 corpo officine

C. per il blocco 1 la presenza del tamponamento di testata (vedi Fig. 5.1-2) determina un'eccentricità del sistema costruttivo (eccentricità del centro di taglio rispetto al baricentro geometrico delle masse) in quanto genera un aumento di rigidezza in corrispondenza del telaio perimetrale terminale. Tale irrigidimento risulta ancor più mercato ed evidente se si pensa che in direzione trasversale il sistema sismo resistente del blocco 1 è costituito solo da pilastri isostatici incastrati alla base.



Fig. 5.1-2 Testata Blocco 1

Indipendentemente dall'esito formale di una verifica numerica, è auspicabile la rimozione del tamponamento pesante, ed interagente con il telaio in cemento armato, con un tamponamento che quanto meno risulti cinematicamente indipendente dall'ossatura in c.a..

D. fenomeni di degrado dei materiali consistenti nel distacco del copriferro e corrosione dell'armatura (vedi Fig. 5.1-3,Fig. 5.1-4,Fig. 5.1-5 e Fig. 5.1-6)



Fig. 5.1-3 corpo principale, prospetto lato mare



Fig. 5.1-4 dettaglio pilastro



Fig. 5.1-5 dettaglio pilastro lato corte interna



Fig. 5.1-6 dettaglio pilastro lato corte interna

Sulla base di quanto riscontrato ed a livello generale il progetto di adeguamento dovrà e prevedere:

1. o l'eliminazione dei pilastri corti od una loro esatta schematizzazione all'interno del modello di calco, in grado di coglierne l'effettivo comportamento;
2. l'interazione tra tamponature e telai o la definizione di un intervento poco sensibile a questa, ovvero proporre soluzioni per la formazione di un sistema sismo-resistente sostitutivo ed in grado di incassare interamente le azioni orizzontali;
3. per quanto concerne il blocco 6 valutare la risposta sismica in presenza di un impalcato deformabile;
4. individuare le tecniche di riparazione-ripristino, in relazione alla conservazione delle superfici ammalorate.

Più in dettaglio le soluzioni proposte possono essere qui riassunte:

- per i blocchi 1, 2 e 3 l'inserimento di controventi elasto-plastici ad instabilità impedita in direzione trasversale, e di setti in calcestruzzo sul perimetro esterno in direzione longitudinale.

  L'utilizzo di controventi dissipativi in relazione all'edificio in esame presuppone costi iniziali di media entità ed una modesta manutenzione, richiede un tempo relativamente ridotto per l'istallazione, non comporta eccessivi incrementi di domanda in fondazione e richiede un grado di specializzazione della manodopera ordinario. Comporta al contempo un sensibile impatto architettonico, che presuppone una riorganizzazione importante degli spazi didattici.
  I controventi svolgono la doppia funzione di incrementare la rigidezza del complesso fino al raggiungimento della forza di snervamento e quando entrano in campo plastico di assorbire una significativa porzione dell'energia trasmessa dal sisma, supplendo alla mancanza di duttilità sismica tipica delle strutture in cemento armato progettate negli anni sessanta.
  Al fine di un efficace funzionamento dell'intervento progettuale, per mantenere in campo elastico gli elementi preposti al trasferimento in fondazione dei carichi sismici ai pilastri di fissaggio dei controventi sono stati accoppiati degli angolari con piatti metallici.

  La scelta dell'inserimento di modesti setti in cemento armato, in direzione longitudinale, nasce invece dalla volontà di consentire un più facile collegamento tra i nuovi elementi e quelli esistenti.

  Relativamente ai meccanismi di tipo fragile l'analisi preliminare evidenziava significativi collassi legati alla presenza di "pilastri corti", che vengono inibiti tramite la sgiunzione dei tamponamenti esterni presenti a piano terra e limitatamente al blocco 3, su tutta la facciata d'ingresso. Questo è stato considerato eliminando gli irrigidimenti di estremità (end offsets) introdotti nel modello della struttura esistente.
  Infine, sebbene in misura notevolmente ridotta rispetto allo stato di fatto, permangono carenze di duttilità di elementi verticali al primo livello per i quali è necessario intervenire con placcaggi con FRP.

- per i blocchi, 4B, 4C e 6 la realizzazione di controventi in cemento armato in grado di assorbire integralmente la sollecitazione indotta dal sisma.

5.2. PROCEDURE DI CALCOLO PER LA VERIFICA NELLO STATO DI PROGETTO

Laddove gli interventi proposti sono a carattere integrativo del sistema sismo-resistente esistente, ossia dove le strutture esistenti compartecipano con quelle di progetto a resistere alla forzante sismica, la verifica delle condizioni di sicurezza viene svolta ricorrendo a procedure di calcolo non lineare di tipo Push-Over.

Una sintesi delle procedure di calcolo è descritta al paragrafo 4.1PROCEDURE DI CALCOLO PER LA VERIFICA DELLO STATO DI FATTOe viene in questa sede richiamata integralmente.

Viceversa, laddove il progetto prevede la formazione di un sistema sismo resistente sostitutivo rispetto a quello in essere (tipicamente l'inserimento di setti di controvento in cemento armato) la procedura di calcolo adottata per la verifica del progetto preliminare consiste nell'analisi statica lineare, cosi come definita al paragrafo *7.3.3.2 delle Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 14 Gennaio 2008*

5.3. IL PROGETTO DI ADEGUAMENTO: MODELLAZIONE, VERIFICHE E DESCRIZIONE DEL COMPORTAMENTO STRUTTURALE IN FASE SISMICA

5.3.1 BLOCCO 1

Nell'immagine seguente (fig. 5.3.1.1) è illustrato il modello geometrico rappresentativo del Unità Strutturale 1 nella configurazione di progetto.
Il modello meccanico include, ai livelli del piano primo e secondo, gli irrigidimenti (end offset) alle estremità dei pilastri al fine di una corretta valutazione delle interazioni con i tamponamenti. Diversamente dalla configurazione esistente, invece, tali irrigidimenti non sono presenti a piano terra, ove è previsto l'isolamento dei pilastri dai parapetti delle finestre.
Sono rappresentati anche i setti in cemento armato posti sul perimetro esterno, in direzione longitudinale, ed alle estremità i controventi metallici elasto-plastici ad instabilità impedita, agenti in direzione trasversale.

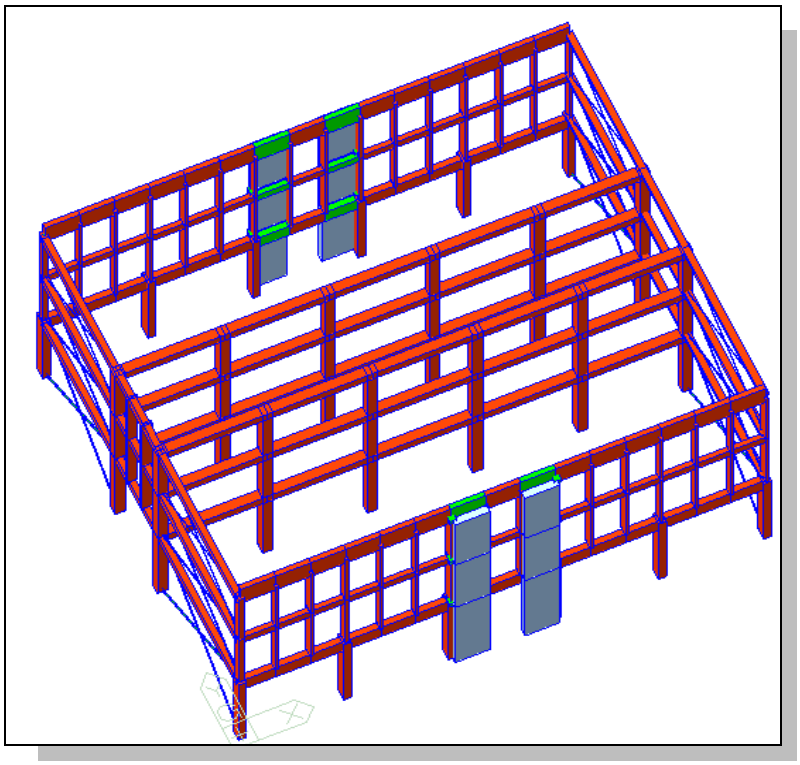


Fig. 5.3.1.1 – Modello blocco1

A titolo d'esempio, ed analogamente alle verifiche svolte nello stato di fatto, si riportano i risultati per le analisi svolte in direzione +X e +Y, entrambe con distribuzione dell'azione sismica secondo il 1°MODO ed eccentricità accidentale nulla.

VERIFICA IN DIREZIONE +X

SPETTRO ADSR

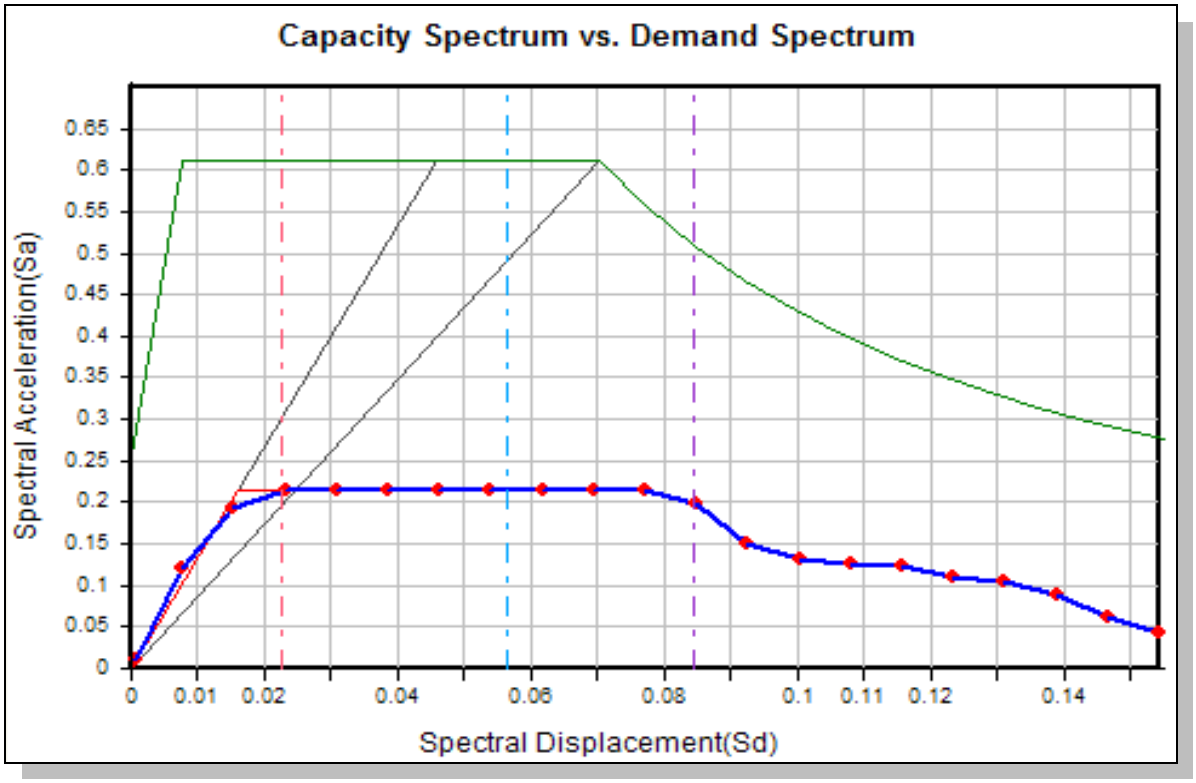


Fig. 5.3.1.2 – Curva ADSR +X

Relativamente allo stato limite di salvaguardia della vita la richiesta in spostamento del punto di controllo (dc*) per il sistema ad un grado di libertà è inferiore a 6 cm; ad essa corrisponde una richiesta per il sistema reale pari a 7,30 cm.

L'interpretazione della curva di capacità mostra che l'intervento proposto:

- aumenta la rigidezza (aumento della pendenza del ramo elastico);
- aumenta la capacita di resistenza del sistema che di circa il 30%: se l'accelerazione spettrale massima in condizioni esistenti è di poco superiore a 0,15g, ora supera la soglia di 0,20g;
- il ramo plastico si mantiene perfettamente orizzontale senza subire alcun decadimento;
- richiede una minore capacità in termini di spostamento (da 8,42cm a 7,30cm)

DEFORMATA

In fig. 5.3.1.3 è riportato il contour degli spostamenti valutati in corrispondenza della richiesta del terremoto per lo stato limite di salvaguardia della vita (step di carico 7)

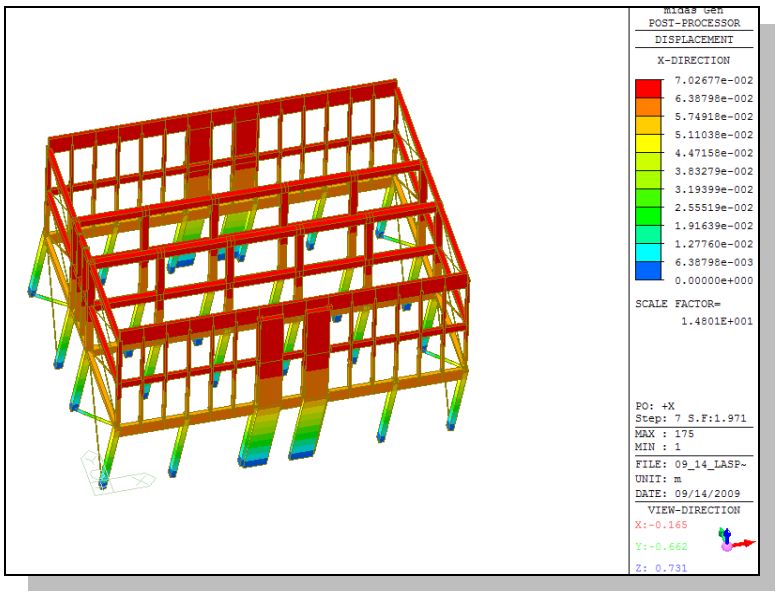


Fig. 5.3.1.3 – deformata

VERIFICHE LOCALI

Il controllo, in corrispondenza dello spostamento richiesto, delle rotazioni di snervamento, mostra come gli elementi non verificati si concentrino solo a piano terra e limitatamente ai pilastri d'angolo anche ai livelli superiori (vedi fig. 5.3.1.4). Nessun elemento manifesta, invece, rotture a taglio.

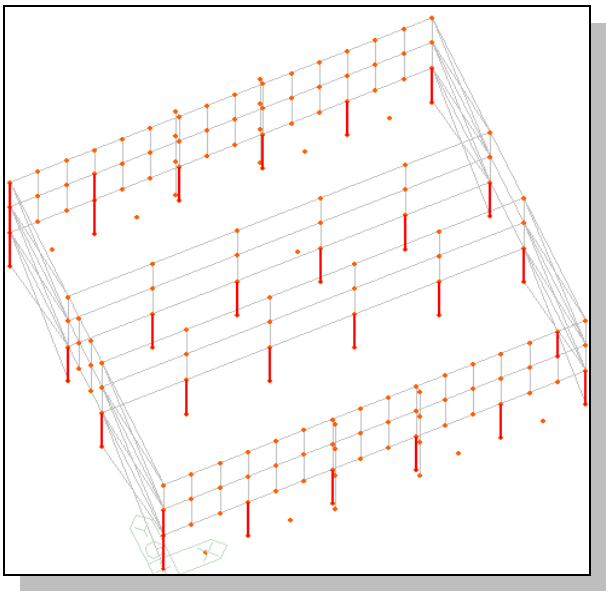


Fig. 5.3.1.4 – Meccanismi duttili o fragili non verificati

Su tali elementi sarà necessario intervenire anche mediante applicazione di materiali fibro-compositi

VERIFICA IN DIREZIONE +Y

SPETTRO ADSR

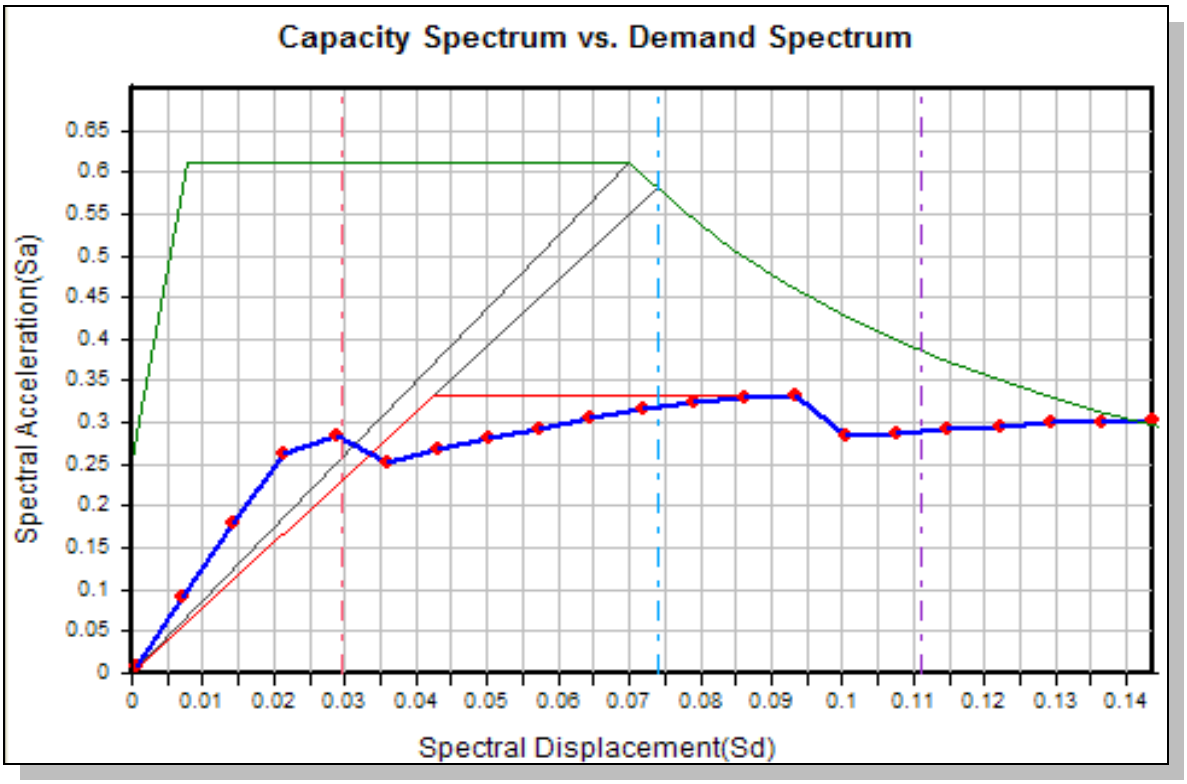


Fig. 5.3.1.5 – Curva ADSR +Y

Relativamente allo stato limite di salvaguardia della vita la richiesta in spostamento del punto di controllo (dc*) per il sistema ad un grado di libertà è circa pari a 7,5 cm; ad essa corrisponde una richiesta per il sistema reale pari a 10,29 cm.

L'interpretazione della curva di capacità mostra che l'intervento proposto:

- aumenta la rigidezza (aumento della pendenza del ramo elastico);
- aumenta la capacita di resistenza del sistema che di circa il 300%: se l'accelerazione spettrale massima in condizioni esistenti è di poco superiore a 0,10g, ora supera la soglia di 0,30g;
- richiede una minore capacità in termini di spostamento (da 23,24cm a 10,29cm)

DEFORMATA

In fig. 5.3.1.6 è riportato il contour degli spostamenti valutati in corrispondenza della richiesta del terremoto per lo stato limite di salvaguardia della vita (step di carico 10)

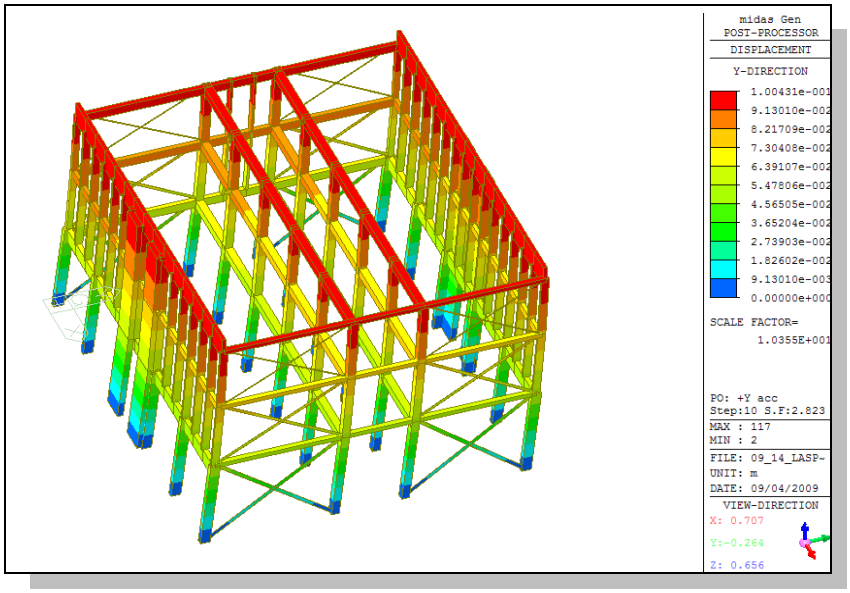


Fig. 5.3.1.6 – deformata

VERIFICHE LOCALI

Il controllo, in corrispondenza dello spostamento richiesto, delle rotazioni di snervamento, mostra come gli elementi non verificati si concentrino solo sugli elementi di testata (vedi fig. 5.3.1.7). Nessun elemento manifesta, invece, rotture a taglio.

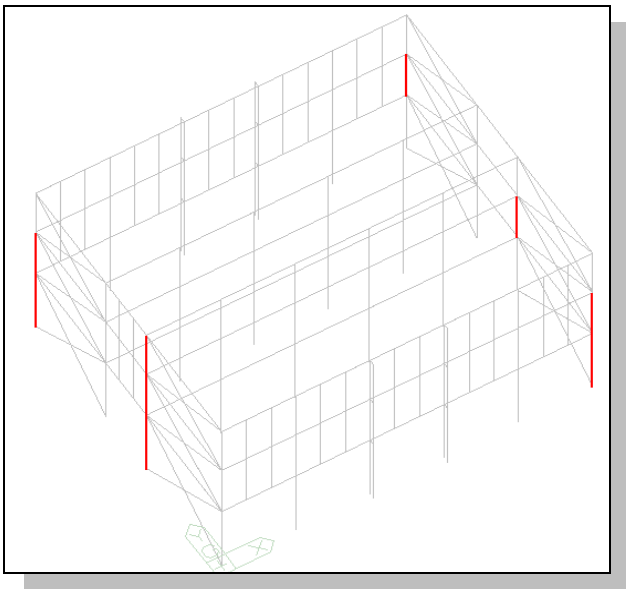


Fig. 5.3.1.7 – Meccanismi duttili o fragili non verificati

Su tali elementi sarà necessario intervenire mediante placcaggio realizzati con piatti metallici, che in ogni caso dovrebbero essere posti in opera per il fissaggio dei controventi.

5.3.2 BLOCCO 2

Nell'immagine seguente (fig. 5.3.2.1) è illustrato il modello geometrico rappresentativo del Unità Strutturale 2 nella configurazione di progetto.
Per quanto concerne il modello meccanico vale quanto espressamente detto per il blocco 1. Unica diversità consiste nel numero di elementi controventanti in quanto il blocco 2 presenta una maggiore estensione planimetrica.

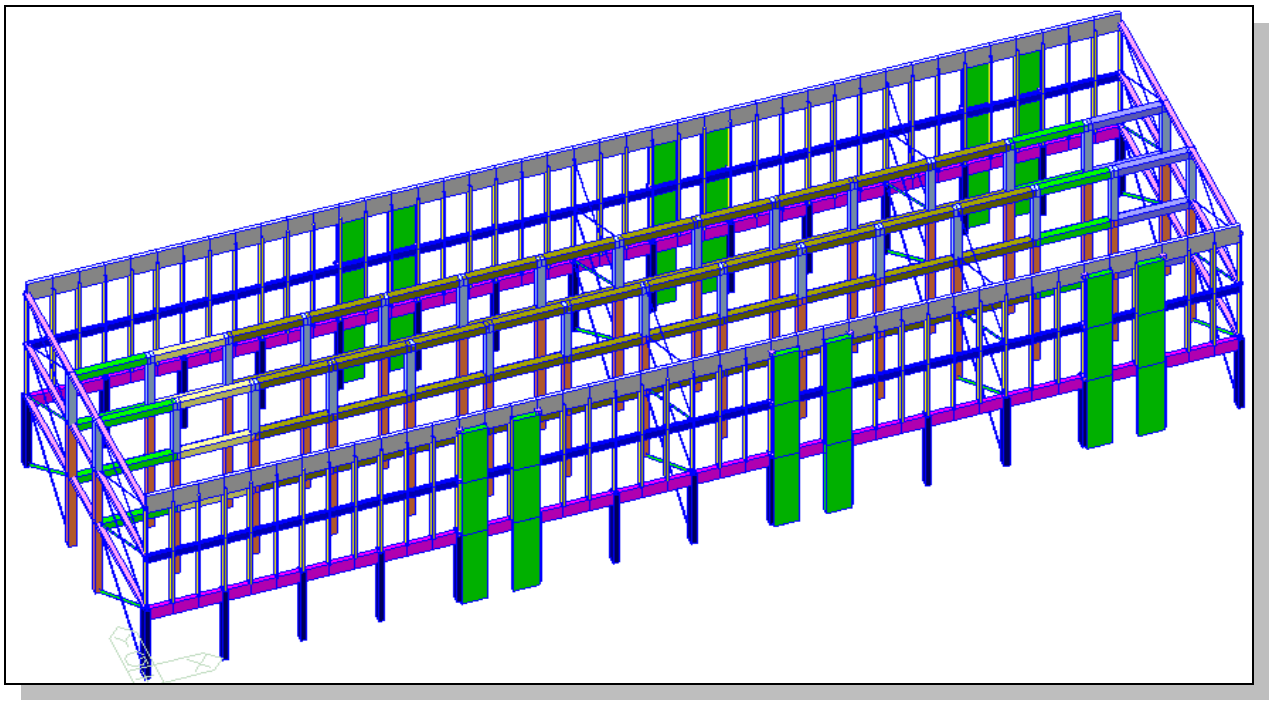


Fig. 5.3.2.1 – Modello blocco3

A titolo d'esempio, ed analogamente alle verifiche svolte nello stato di fatto, si riportano i risultati per le analisi svolte in direzione +X e +Y, entrambe con distribuzione dell'azione sismica secondo il 1°MODO ed eccentricità accidentale nulla.

VERIFICA IN DIREZIONE +X

SPETTRO ADSR

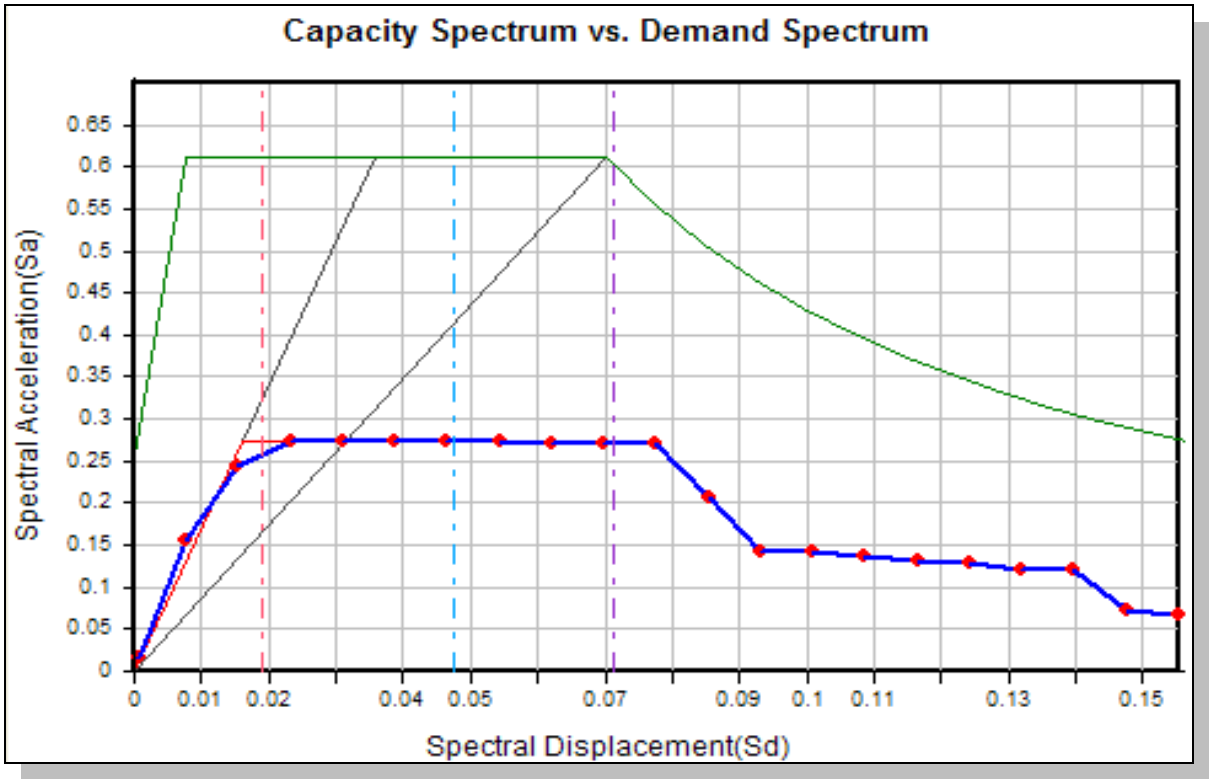


Fig. 5.3.2.2 – Curva ADSR +X

Relativamente allo stato limite di salvaguardia della vita la richiesta in spostamento del punto di controllo (dc*) per il sistema ad un grado di libertà è inferiore a 5 cm; ad essa corrisponde una richiesta per il sistema reale pari a 6,10 cm.

L'interpretazione della curva di capacità mostra che l'intervento proposto migliora il comportamento globale dell'unità strutturale 2 analogamente al caso del blocco 1. In particolare:

- aumenta la rigidezza (aumento della pendenza del ramo elastico);
- aumenta la capacita di resistenza del sistema che di circa il 60%: se l'accelerazione spettrale massima in condizioni esistenti è di poco superiore a 0,15g, ora supera la soglia di 0,25g;
- il ramo plastico si mantiene perfettamente orizzontale senza subire alcun decadimento;
- richiede una minore capacità in termini di spostamento (da 7,86cm a 6,10cm).

DEFORMATA

In fig. 5.3.2.3 è riportato il contour degli spostamenti valutati in corrispondenza della richiesta del terremoto per lo stato limite di salvaguardia della vita (step di carico 6)

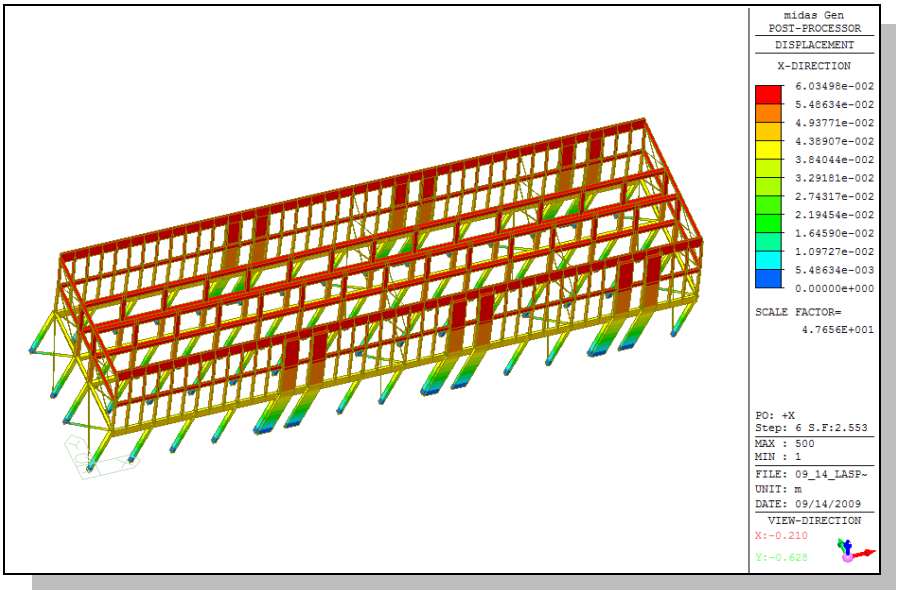


Fig. 5.3.2.3 – deformata

VERIFICHE LOCALI

Il controllo, in corrispondenza dello spostamento richiesto, delle rotazioni di snervamento, mostra come gli elementi non verificati si concentrino a livello del piano terra (vedi fig. 5.3.2.4). Nessun elemento manifesta, invece, rotture a taglio.

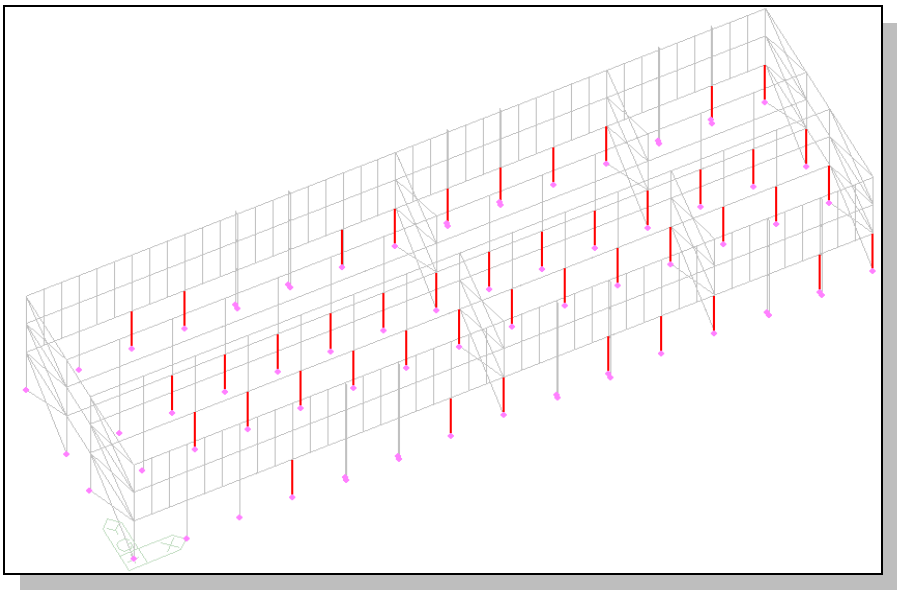


Fig. 5.3.2.4 – Meccanismi duttili o fragili non verificati

Su tali elementi sarà necessario intervenire anche mediante applicazione di materiali fibro-compositi.

VERIFICA IN DIREZIONE +Y

SPETTRO ADSR

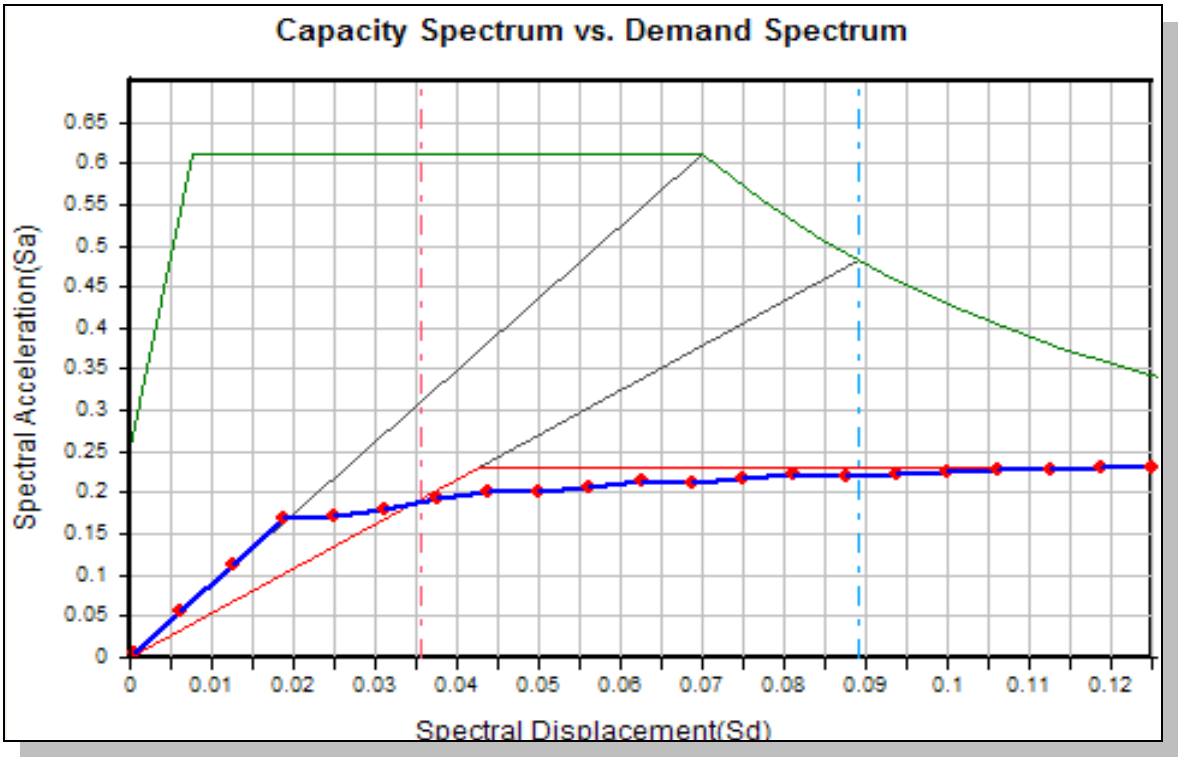


Fig. 5.3.2.5 – Curva ADSR +Y modale

Relativamente allo stato limite di salvaguardia della vita la richiesta in spostamento del punto di controllo (dc*) per il sistema ad un grado di libertà è di poco inferiore a 9 cm; ad essa corrisponde una richiesta per il sistema reale pari a 14,26 cm.

Anche i n questo caso l'intervento aumenta rigidezza e resistenza ed al contempo richiede un minor domanda in termini di spostamento (da 31.07cm a 14,26cm)

DEFORMATA

In fig. 5.3.2.6 è riportato il contour degli spostamenti valutati in corrispondenza della richiesta del terremoto per lo stato limite di salvaguardia della vita (step di carico 14)

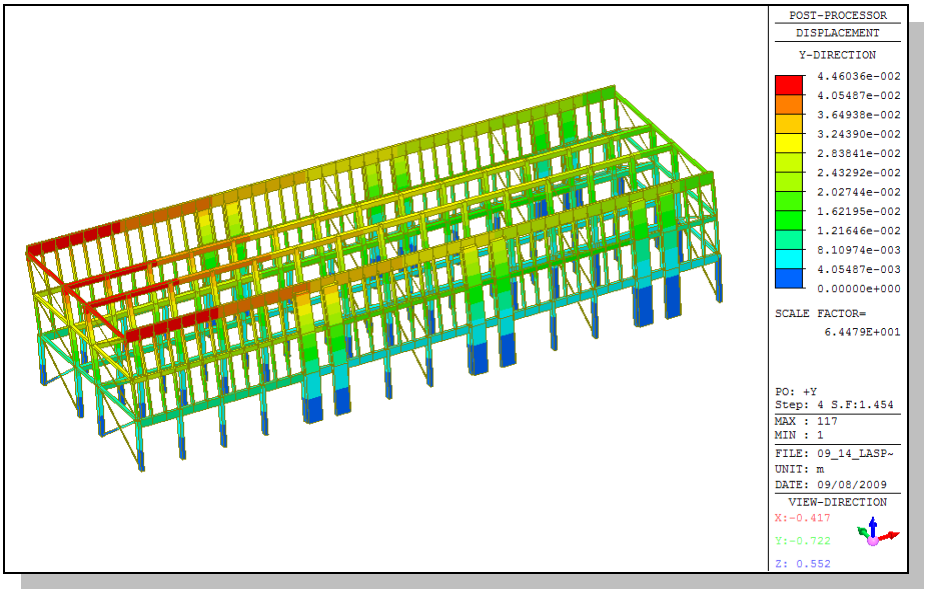


Fig. 5.3.2.6 – deformata

VERIFICHE LOCALI

Il controllo, in corrispondenza dello spostamento richiesto, delle rotazioni di snervamento, mostra come gli elementi non verificati si concentrino solo a piano terra (vedi fig. 5.3.2.7). Nessun elemento manifesta, invece, rotture a taglio.

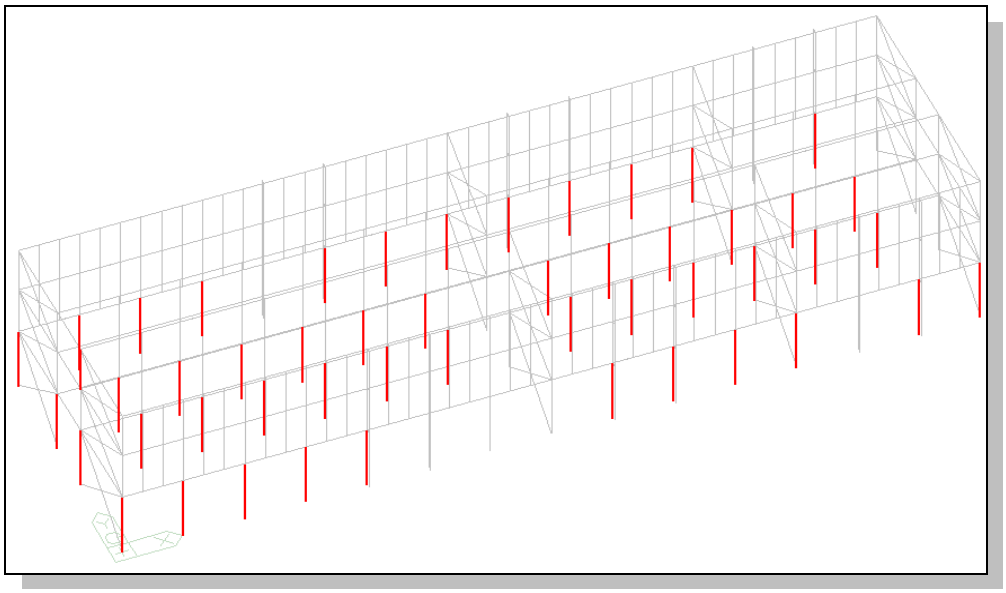


Fig. 5.3.2.7 – Meccanismi duttili o fragili non verificati

Su tali elementi sarà necessario intervenire mediante placcaggio realizzati con piatti metallici, in corrispondenza dei controventi in acciaio e mediante materiali fibro compositi nei.

5.3.3 BLOCCO 3

Nell'immagine seguente (fig. 5.3.3.1) è illustrato il modello geometrico rappresentativo del Unità Strutturale 3 nella configurazione di progetto.
Poiché l'intervento proposto è concettualmente identico a quello delle unità strutturali 1 e 2, anche il modello meccanico presenta le stesse caratteristiche.
Peculiarità specifica relativa a questo corpo è rappresentata, in fase di progetto, dall'isolamento a tutti i livelli dei i pilastri del prospetto principale dai contigui tamponamenti. Questo si traduce nel modello attraverso l'eliminazione di tutti gli irrigidimenti (end offset) alle estremità di ciascun pilastro del prospetto in questione rispetto alla configurazione esistente.

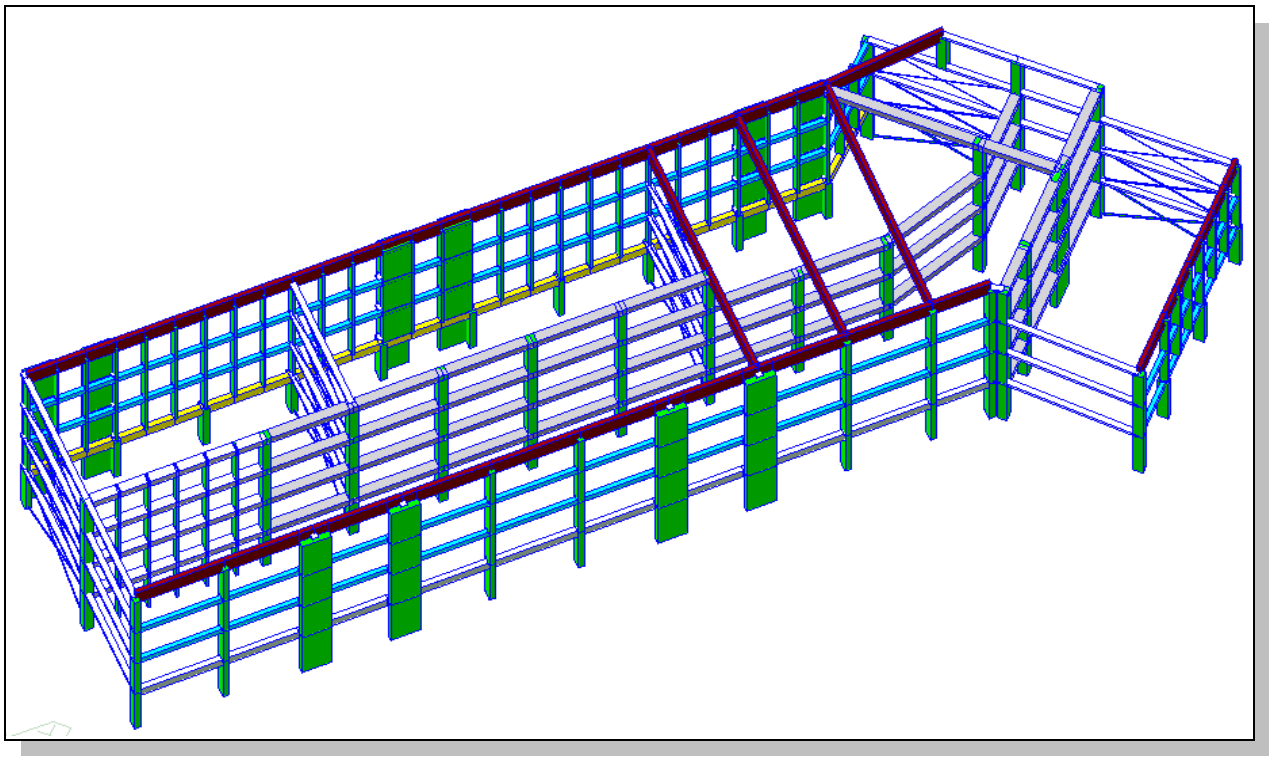


Fig. 5.3.3.1 – Modello blocco3

A titolo d'esempio, ed analogamente alle verifiche svolte nello stato di fatto, si riportano i risultati per le analisi svolte in direzione +X e +Y, entrambe con distribuzione dell'azione sismica secondo il 1°MODO ed eccentricità accidentale nulla.

VERIFICA IN DIREZIONE +X

SPETTRO ADSR

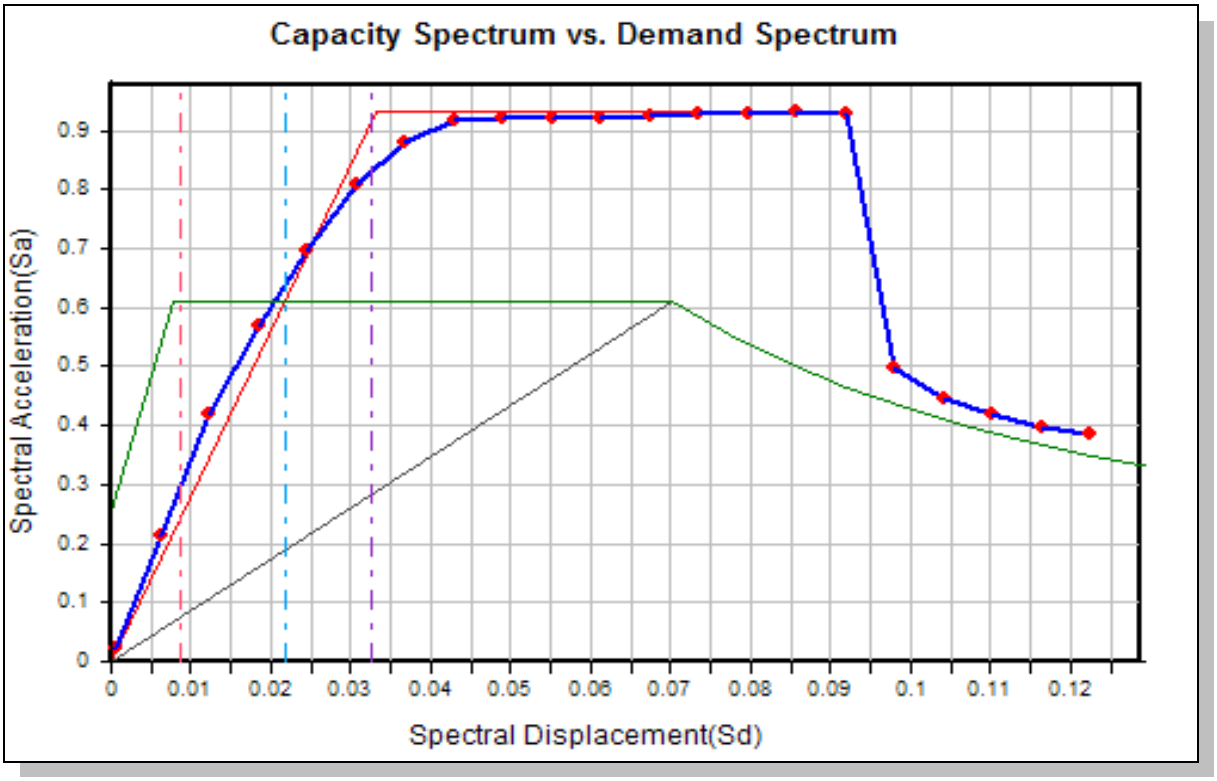


Fig. 5.3.3.2 – Curva ADSR +X

Relativamente allo stato limite di salvaguardia della vita la richiesta in spostamento del punto di controllo (dc*) per il sistema ad un grado di libertà è pari a circa 2 cm; ad essa corrisponde una richiesta per il sistema reale pari a 2,65 cm.

Analogamente ai casi precedentemente analizzati, l'interpretazione della curva di capacità mostra che l'intervento proposto migliora il comportamento globale dell'unità strutturale 3 aumentandone la rigidezza, la resistenza e richiedendo un minore spostamento.

DEFORMATA

In fig. 5.3.3.3 è riportato il contour degli spostamenti valutati in corrispondenza della richiesta del terremoto per lo stato limite di salvaguardia della vita (step di carico 4)

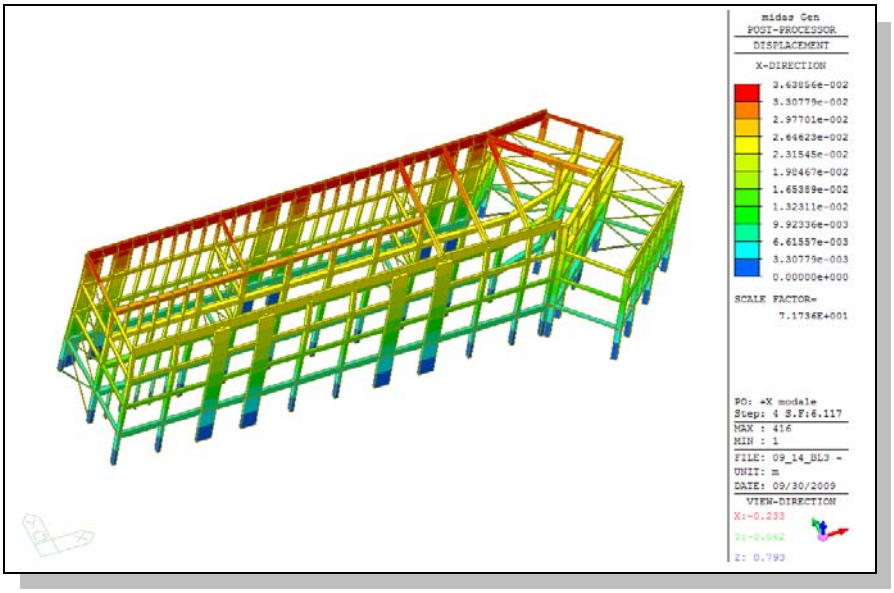


Fig. 5.3.3.3 – deformata

VERIFICHE LOCALI

Il controllo, in corrispondenza dello spostamento richiesto, delle rotazioni di snervamento, mostra come gli elementi non verificati si concentrino solo a piano terra (vedi fig. 5.3.3.4). Nessun elemento manifesta, invece, rotture a taglio.

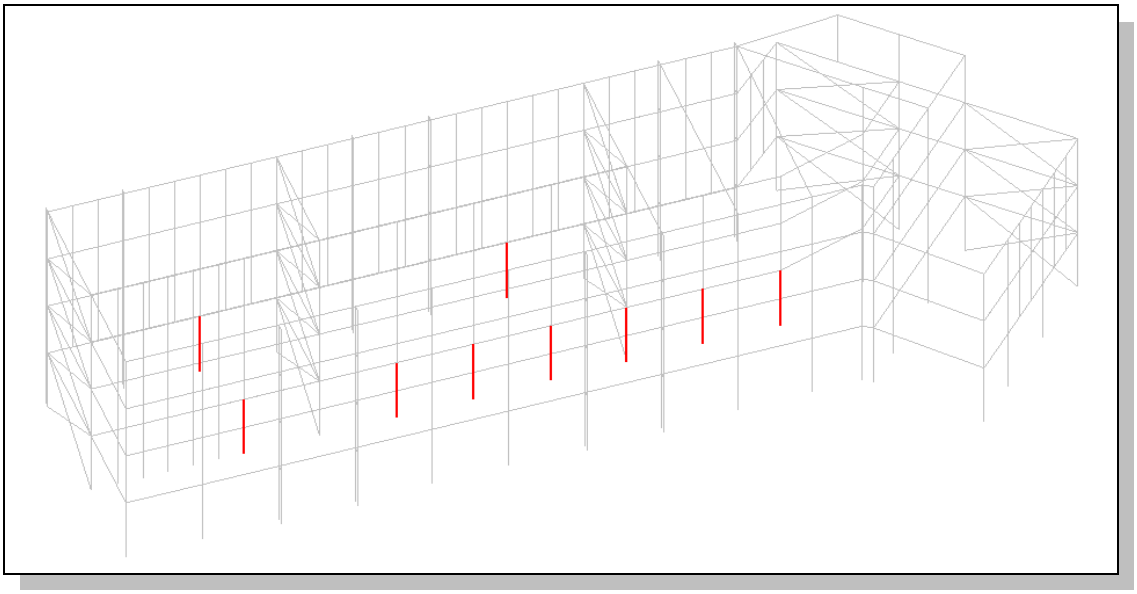


Fig. 5.3.2.7 – Meccanismi duttili non verificati

Su tali elementi sarà necessario intervenire mediante placcaggio realizzati con piatti metallici, in corrispondenza dei controventi in acciaio e mediante materiali fibro-compositi nei rimanenti casi.

VERIFICA IN DIREZIONE +Y

SPETTRO ADSR

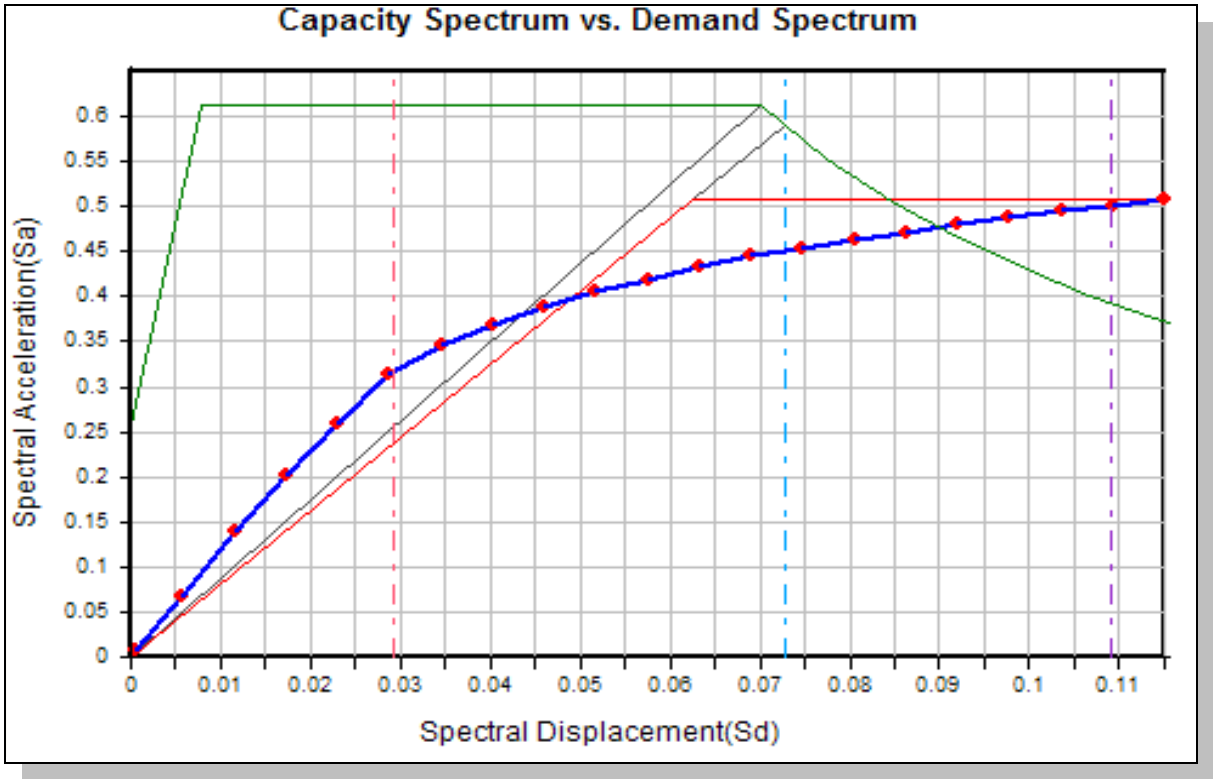


Fig. 5.3.3.5 – Curva ADSR +Y

Relativamente allo stato limite di salvaguardia della vita la richiesta in spostamento del punto di controllo (dc*) per il sistema ad un grado di libertà è poco superiore a 7 cm; ad essa corrisponde una richiesta per il sistema reale pari a 9,49 cm.

Come per l'analisi in direzione longitudinale l'interpretazione della curva di capacità mostra che l'intervento proposto migliora il comportamento globale dell'unità strutturale 3 aumentandone la rigidezza, la resistenza e richiedendo un minore spostamento.

DEFORMATA

In fig. 5.3.3.6 è riportato il contour degli spostamenti valutati in corrispondenza della richiesta del terremoto per lo stato limite di salvaguardia della vita (step di carico 13)

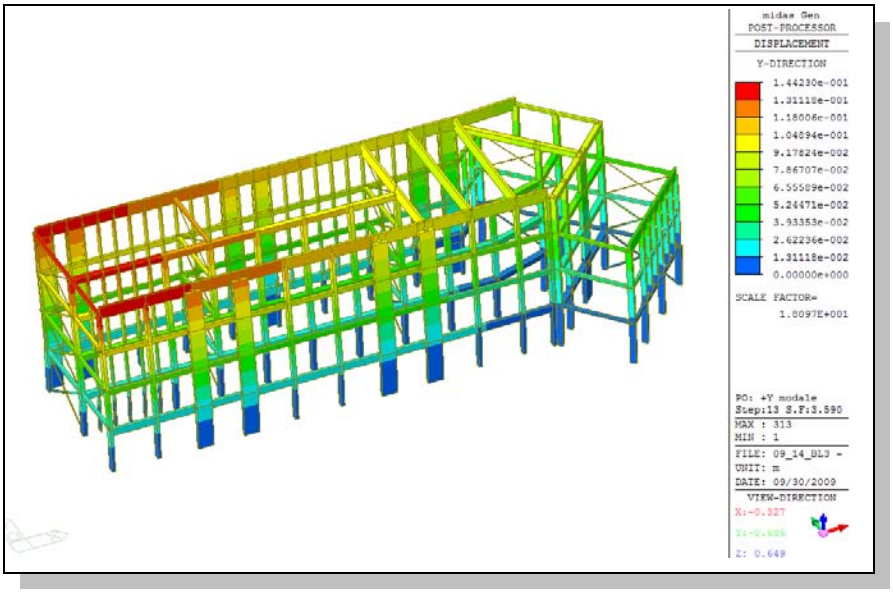


Fig. 5.3.3.6 – deformata

VERIFICHE LOCALI

Il controllo, in corrispondenza dello spostamento richiesto, delle rotazioni di snervamento, mostra come gli elementi non verificati si concentrino prevalentemente a piano terra (vedi fig. 5.3.3.7). Nessun elemento manifesta, invece, rotture a taglio.

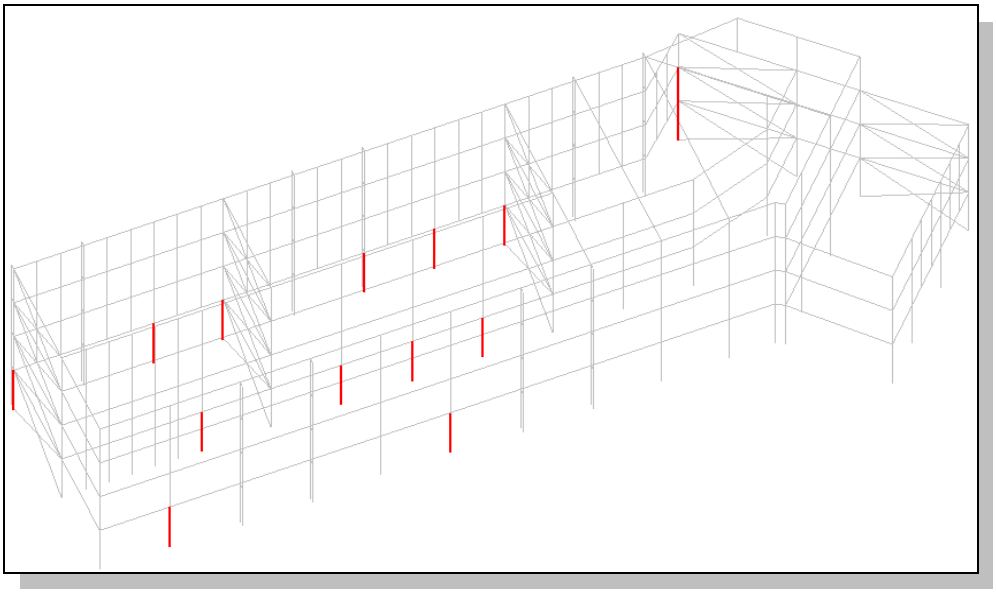


Fig. 5.3.2.7 – Meccanismi duttili non verificati

Su tali elementi sarà necessario intervenire mediante placcaggio realizzati con piatti metallici, in corrispondenza dei controventi in acciaio e mediante materiali fibro-compositi nei rimanenti casi.

5.3.4 BLOCCO 4A

Si ricorda che per il Blocco in esame si prevedono:

- il ripristino dei giunti esistenti con il blocco 3, ritenuti insufficienti;
- la realizzazione del giunto con il blocco 4B;
- la realizzazione del giunto con l'adiacente istituto nautico N.Sauro;
- una campagna diagnostica che permetta di validare i modelli di calcolo che prevedono un livello di conoscenza LC3

5.3.5 BLOCCO 4B

Per il Blocco 4B è stato previsto l'inserimento di setti di controventi in c.a. che si facciano carico dell'intera azione sismica. Di seguito, Fig. 5.3.5-1, si riporta la planimetria con la loro disposizione.

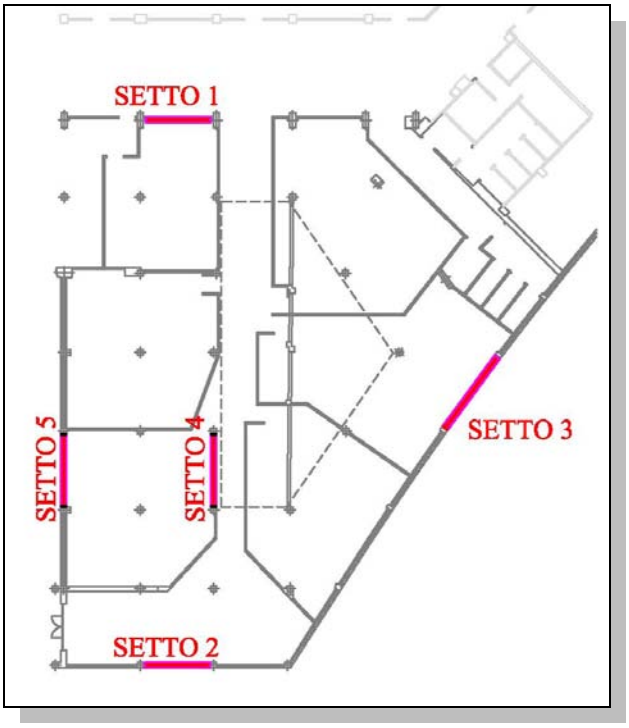


Fig. 5.3.5-1 Posizionamento setti di controvento

Per il dimensionamento di questi si è proceduto a una valutazione delle azioni calcolate tramite analisi statica lineare come previsto dalle Norme Tecniche per le Costruzioni 2008.
Essendo il Blocco in esame non regolare in pianta e a un solo piano non è stato possibile valutare il periodo del primo modo di vibrare tramite la formula approssimata proposta dalle NT08. Per questo motivo si è assunta, a favore di sicurezza, la pseudo-accelerazione spettrale massima e con questa si è calcolato il valore del taglio alla base dei setti.
A titolo esemplificativo si riportano i calcoli fatti per il setto 1 (per l'analisi dei carichi si faccia riferimento al §2.1.2)

$A_{tot} = 610.76 m^2$

$PP_{solaio} = 5 kN / m^2$

$W \approx 3054 kN$

$S_d(T_1) = 0.206 \qquad \leftarrow q = 3$

$F_{hTot} = 0.206 \cdot 3054 \simeq 630 kN$

Si è in seguito calcolata la redistribuzione delle forze nel sistema iperstatico dei setti di controvento.

Come imposto da normativa si sono considerati gli effetti torsionali accidentali (vd NT08 §7.3.3.2) prendendo il valore massimo ottenibile tramite la formula approssimata

$\delta = 1 + 0.6 x / L_e$ (NT08 - 7.3.7)

Sul setto in esame è risultato agire un taglio alla base di $F_h = 330 kN$.

Avendo il solaio di copertura una quota di $h = 4.8 m$, si è calcolato il momento agente alla base del setto:

$M = 330 \cdot 4.8 = 1584 kNm$

Si è quindi proceduto a un predimensionamento e quindi la verifica a pressoflessione tramite il software VcaSLU.

Le dimensioni geometriche e le armature nelle zone d'estremità confinate sono:

$a = 0.40 m$

$b = 3.50 m$

$A_s = 16.08 cm^2 \leftarrow 8\phi 16$ / zona confinata

Si riporta in Fig. 5.3.5-2 la maschera del suddetto programma:

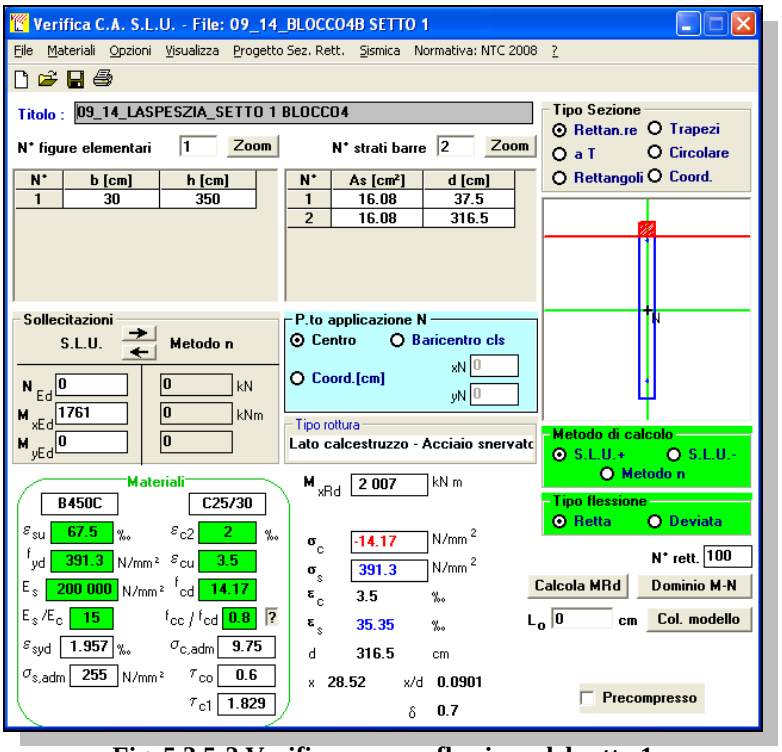


Fig. 5.3.5-2 Verifica a pressoflessione del setto 1

La verifica risulta quindi soddisfatta essendo $M_{Rd} = 2007kNm \leq = 1584kNm = M_{Sd}$

Tale azione è trasferita al suolo tramite un sistema di micropali. Si è quindi predimensionato il numero, il diametro e la lunghezza dei pali e se ne è calcolata la capacità portante ultima del fusto tramite i metodi alfa, beta e lambda e per quella di punta utilizzando il modello Brinch Hansenn. Per quanto riguarda la stratigrafia del terreno si è fatto riferimento alla relazione geologica a disposizione. Per la verifica di questi si è proceduti a un'analisi dello stato tensionale tramite il software VcaSLU ottenendo i risultati riportati in Fig. 5.3.5-3

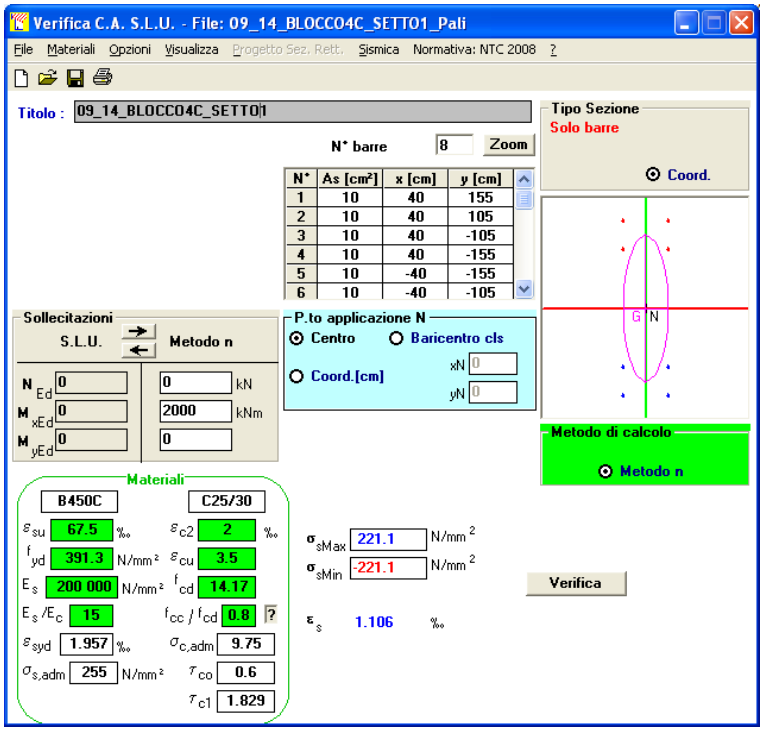


Fig. 5.3.5-3 Tensione massima nei pali di fondazione

La capacità portante ultima del palo, valutata senza la capacità di punta per considerare la situazione in cui il palo è soggetto a trazione, è di $P_u = 217.5kN$. Questa risulta essere compatibile con lo stato tensionale risultante dall'analisi.

In Tabella 1 si riportano i dati di progetto del palo di fondazione.

Descrizione:	D=18cm- L=16.5m - falda -2m testa palo		
Geometria del Palo			
Diametro:	D =	180	mm
Lunghezza:	L =	16.5	m
Peso:	W =	10.5	kN
Penetraz. in argilla compatta	h =	0.0	m
Profondità della Falda	Hw =	2.0	m
Sovraccarico Superficiale	q =	0.0	kN/m^2
Caratteristiche del Terreno			
Tipologia di terreno (vedi sotto)	T =	1	
1 - Sabbia o Ghiaia sabbiosa			
2 - Argilla soffice o limo			
3 - Terreni coesivi compatti			

Valori per la determinazione della capacità portante del palo

Strato	Spessore (m)	Peso Specifico γ (kN/m^3)	Angolo di attrito eff. ϕ'	Coesione c (N/mm^2)	Rapporto di Sovra-cons. OCR
1	3.5	18.0	30.0	0.000	1.0
2	6.8	18.0	28.0	0.000	1.0
3	10.5	18.5	30.0	0.000	1.0

Tabella 1 Dati per la valutazione della capacità portante ultima del pali

5.3.6 BLOCCO 4C

Analogamente a quanto detto e visto nel paragrafo precedente circa il Blocco 4B, per il Blocco 4C è stato previsto l'inserimento di setti di controventi in c.a. che si facciano carico dell'intera azione sismica. Di seguito, Fig. 5.3.6-1, si riporta la planimetria con la loro disposizione.

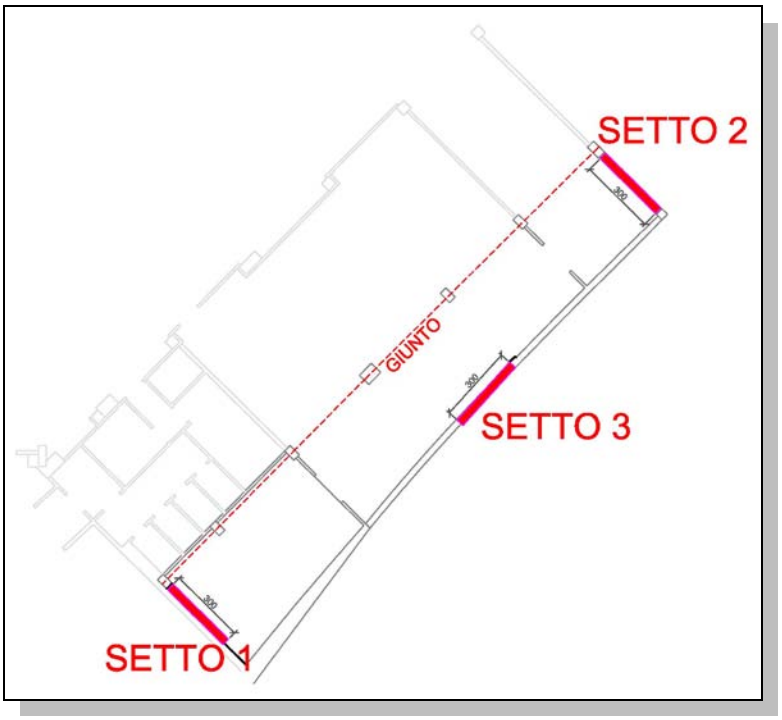


Fig. 5.3.6-1 Posizionamento setti di controvento

Per il dimensionamento di questi si è proceduto a una valutazione delle azioni calcolate tramite analisi statica lineare come previsto dalle Norme Tecniche per le Costruzioni 2008.
Essendo il Blocco in esame regolare in pianta ma a un solo piano non è stato possibile valutare il periodo del primo modo di vibrare tramite la formula approssimata proposta dalle NT08. Per questo motivo si è assunta, a favore di sicurezza, la pseudo-accelerazione spettrale massima e con questa si è calcolato il valore del taglio alla base dei setti.
A titolo esemplificativo si riportano i calcoli fatti per il setto 3 (per l'analisi dei carichi si faccia riferimento al §2.1.2)
2.1.2

$A_{tot} = 95.70 m^2$

$PP_{solaio} = 5 kN / m^2$

$W \approx 500 kN$

$S_d(T_1) = 0.206 \qquad \leftarrow q = 3$

$F_{hTot} = 0.206 \cdot 500 \simeq 103 kN$

Essendo il setto in esame l'unico agente nella direzione dello stesso (assunta convenzionalmente come x), l'intera azione sismica sarà contrastata dallo stesso e l'azione torcente che nasce dall'eccentricità sarà invece affidata ai setti 1 e 2..
Come imposto da normativa si sono considerati gli effetti torsionali accidentali (vd NT08 §7.3.3.2) prendendo il valore massimo ottenibile tramite la formula approssimata

$\delta = 1 + 0.6x / L_e$ (NT08 - 7.3.7)

Sul setto in esame è risultato quindi agire un taglio alla base di $F_h = 134kN$.

Avendo il solaio di copertura una quota di $h = 4.8m$, si è calcolato il momento agente alla base del setto:

$M = 134 \cdot 4.8 \simeq 644kNm$

Si è quindi proceduto a un predimensionamento e quindi la verifica a pressoflessione tramite il software VcaSLU.
Le dimensioni geometriche e le armature nelle zone d'estremità confinate sono:

$a = 0.30m$

$b = 3.00m$

$A_s = 16.08cm^2 \leftarrow 8\phi 16$ / zona confinata

Si riporta in Fig. 5.3.6-2 la maschera del suddetto programma:

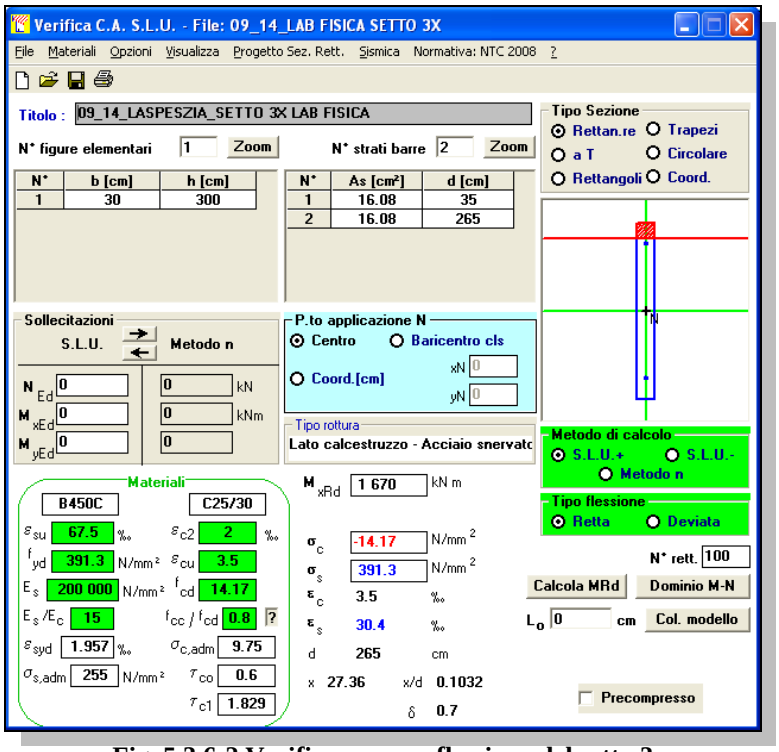


Fig. 5.3.6-2 Verifica a pressoflessione del setto 3

Come si può osservare il momento resistente è largamente superiore a quello agente. Questo è stato necessario per rispettare le percentuali minime di armatura imposte da normativa. La verifica risulta quindi soddisfatta essendo $M_{Rd} = 1670kNm \leq = 644kNm = M_{Sd}$

5.3.7 BLOCCO 6

Analogamente a quanto detto e visto nei paragrafi precedente e per quanto detto nel paragrafo 4.2.6 circa le criticità di questa unità strutturale, anche per il Blocco 6 è stato previsto l'inserimento di setti di controventi in c.a. che si facciano carico dell'intera azione sismica. Di seguito, Fig. 5.3.7-1, si riporta la planimetria con la loro disposizione.



Fig. 5.3.7-1 Posizionamento setti di controvento

Per il dimensionamento di questi si è proceduto a una valutazione delle azioni calcolate tramite analisi statica lineare come previsto dalle Norme Tecniche per le Costruzioni 2008.
Essendo il Blocco in esame regolare in pianta ma a un solo piano non è stato possibile valutare il periodo del primo modo di vibrare tramite la formula approssimata proposta dalle NT08. Per questo motivo si è assunta, a favore di sicurezza, la pseudo-accelerazione spettrale massima e con questa si è calcolato il valore del taglio alla base dei setti.
A titolo esemplificativo si riportano i calcoli fatti per il setto X1 (per l'analisi dei carichi si faccia riferimento al §2.1.2)

$A_{tot} = 4500 m^2$

$PP_{solaio} = 5 kN / m^2$

$W \approx 22500 kN$

$S_d(T_1) = 0.206 \qquad \leftarrow q = 3$

$F_{hTot} = 0.206 \cdot 4500 = 4635 kN$

Si è in seguito calcolata la redistribuzione delle forze nel sistema iperstatico dei setti di controvento.Come imposto da normativa si sono considerati gli effetti torsionali accidentali (vd NT08 §7.3.3.2) prendendo il valore massimo ottenibile tramite la formula approssimata $\delta = 1 + 0.6x / L_e$ (NT08 - 7.3.7)

Sul setto in esame è risultato quindi agire un taglio alla base di $F_h = 1582kN$.

Avendo il solaio di copertura una quota di $h = 6.5m$, si è calcolato il momento agente alla base del setto:

$M = 1582 \cdot 6.5 \simeq 10283kNm$

Si è quindi proceduto a un predimensionamento e quindi la verifica a pressoflessione tramite il software VcaSLU.

Le dimensioni geometriche e le armature nelle zone d'estremità confinate sono:

$a = 0.30m$

$b = 7.05m$

$A_s = 48.25cm^2 \leftarrow 24\phi 16$ / zona confinata

Si riporta in Fig. 5.3.7-2 Verifica a pressoflessione del setto 3 la maschera del suddetto programma:

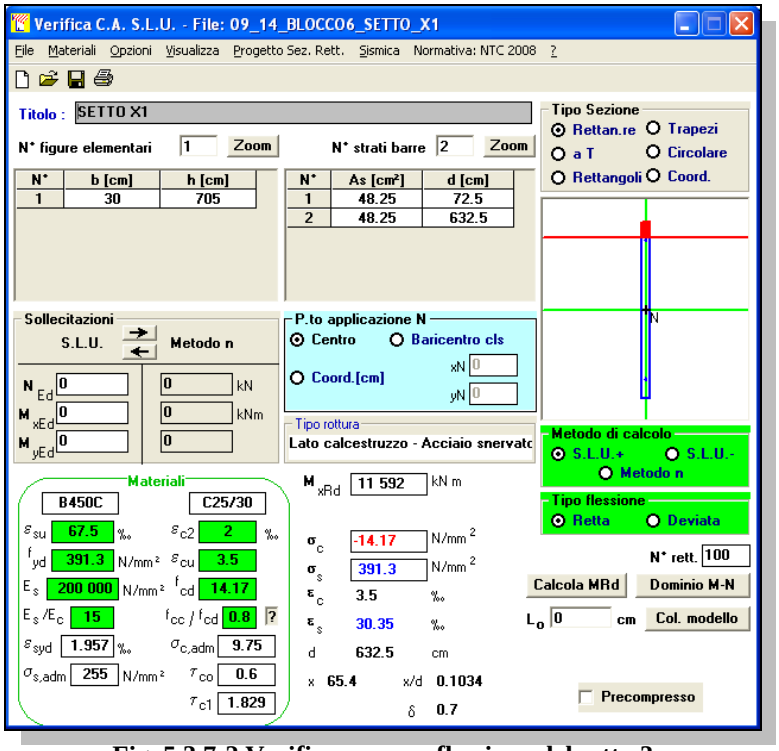


Fig. 5.3.7-2 Verifica a pressoflessione del setto 3

La verifica risulta quindi soddisfatta essendo $M_{Rd} = 11592kNm \leq = 10283kNm = M_{Sd}$

6. IL PROGETTO DIAGNOSTICO

6.1. CRITERI METODOLOGICI

In relazione al quadro normativo vigente si sottolinea come le NTC di cui al DM 14 gennaio 2008 permettano un certo grado libertà in merito alla definizione della campagna diagnostica, tant'è che le indicazioni concernenti la tipologia e la quantificazione numerica delle prove e delle indagini vengono illustrate nelle circolari esplicative anziché nella norma stessa.
Si ritiene che al momento attuale sia possibile adottare, quali strumenti metodologici per la definizione del progetto diagnostico:

1. o la "*Direttiva del Presidente del Consiglio dei Ministri per la valutazione e la riduzione del rischio sismico del patrimoni culturale con riferimento alle norme tecniche per le costruzioni*";
2. o le *Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni" del DM 14 gennaio 2008* pubblicate in data 26 febbraio 2009.

Nel primo caso la "***Direttiva***", in verità nata specificatamente per gli edifici storici sottoposti a tutela, prevede che il livello di conoscenza non sia univocamente assegnato, ma possa variare a seconda dell'ambito di conoscenza considerato, attraverso la definizione dei *fattori parziali di confidenza*.
Gli ambiti della conoscenza da indagare sono i seguenti:

- geometria e aspetti deformativi-fessurativi;
- materiali e dettagli costruttivi;
- proprietà meccaniche dei materiali;
- terreno e fondazioni.

Per ognuno di essi il livello di conoscenza raggiunto individua il rispettivo *fattore parziale di confidenza* mentre il fattore di confidenza complessivo (F_c) è così determinato:

$$\mathbf{(1)} \qquad F_c = 1 + F_{c1} + F_{c2} + F_{c3} + F_{c4}$$

Di seguito è riportata la tabella tratta dalla *Direttiva del presidente del consiglio dei ministri* che fornisce i valori dei fattori parziali di confidenza per ciascun ambito.

Rilievo geometrico	Rilievo materico e dei dettagli costruttivi	Proprietà meccaniche dei materiali	Terreno e fondazioni
rilievo geometrico completo FC1 = 0.05	limitato rilievo materico e degli elementi costruttivi FC2 = 0.12	parametri meccanici desunti da dati già disponibili FC3 = 0.12	limitate indagini sul terreno e le fondazioni, in assenza di dati geologici e disponibilità d'informazioni sulle fondazioni FC4 = 0.06
rilievo geometrico completo, con restituzione grafica dei quadri fessurativi e deformativi	esteso rilievo materico e degli elementi costruttivi FC2 = 0.06	limitate indagini sui parametri meccanici dei materiali FC3 = 0.06	disponibilità di dati geologici e sulle strutture fondazionali; limitate indagini sul terreno e le fondazioni FC4 = 0.03
FC1 = 0	esaustivo rilievo materico e degli elementi costruttivi FC2 = 0	estese indagini sui parametri meccanici dei materiali FC3 = 0	estese o esaustive indagini sul terreno e le fondazioni FC4 = 0

Diversamente da quanto accade per edifici non considerati "patrimonio culturale", per i quali il livello minimo in un qualsiasi ambito determina il livello di conoscenza complessivo, l'adozione della metodologia qui presentata consente di considerare fattori di confidenza (ovvero coefficienti di sicurezza dei materiali) determinati con la relazione (1).

Si precisa in ultimo che, relativamente alle fondazioni ed al terreno di fondazione, la "*Direttiva*" al paragrafo "*4.2 Livelli di conoscenza e fattori di confidenza*" per quanto concerne gli aspetti legati alla trasmissione delle azioni dalla struttura al suolo, ovvero geometria delle fondazioni e parametri geotecnici del terreno fondazionale, afferma che "*le indagini potranno, in generale essere omesse qualora nella costruzione non siano presenti dissesti attribuibili a cedimenti delle fondazioni; gli interventi non comportino alterazioni dello schema strutturale; non siano in atto modificazioni sensibili dell'assetto idrogeologico della zona*".

Le indagini serviranno, se non dovessero verificarsi i casi appena descritti, per la sola caratterizzazione stratigrafica del sottosuolo e la relativa classe di appartenza.

Viceversa l'adozione delle indicazioni contenute nelle ***Istruzioni per l'applicazione delle Norme tecniche per le costruzioni*** fa si che il Livello di Conoscenza sia assunto, sulla base delle indagini svolte, secondo il seguente schema:

- **il livello di conoscenza LC1** (cui corrisponde l'adozione di un fattore di confidenza FC=1,35) si intende raggiunto quando:
  - la **geometria** risulti definita dai disegni di carpenteria originali con rilievo visivo a campione oppure da rilievo ex-novo;
  - i **dettagli strutturali** siano noti in base al progetto simulato in accordo con le norme vigenti all'epoca della costruzione e da limitate verifiche in situ;
  - le **proprietà dei materiali** siano assunte in base ai valori usuali per la pratica costruttiva dell'epoca abbinate a limitate prove in situ.

- **<u>il livello di conoscenza LC2</u>** (cui corrisponde l'adozione di un fattore di confidenza FC=1,20) si intende raggiunto quando:
  - la **geometria** risulti definita dai disegni di carpenteria originali con rilievo visivo a campione oppure da rilievo ex-novo;
  - i **dettagli strutturali** siano noti in base ai disegni costruttivi incompleti e da limitate verifiche in situ oppure da estese verifiche in situ;
  - le **proprietà dei materiali** risultino dai certificati di prova originali o dalle specifiche di progetto abbinate a limitate prove in situ oppure risultino da estese prove in situ.

- **<u>il livello di conoscenza LC3</u>** (cui corrisponde l'adozione di un fattore di confidenza FC=1,00) si intende raggiunto quando:
  - la **geometria** risulti definita dai disegni di carpenteria originali con rilievo visivo a campione oppure da rilievo ex-novo;
  - i **dettagli strutturali** siano noti in base ai disegni costruttivi completi e da limitate verifiche in situ oppure da esaustive verifiche in situ;
  - le **proprietà dei materiali** risultino dai certificati di prova originali o dalle specifiche di progetto abbinate a estese prove in situ oppure risultino da esaustive prove in situ.

La norma successivamente fornisce una *<u>definizione orientativa</u>* dei livelli di rilievo dei dettagli costruttivi e delle prove per gli edifici in c.a. contenuta nella Tabella C8A.1.3A, in base ad un precisato numero di indagini. La norma stessa chiarisce che, in merito alla quantità di rilievi e prove da eseguire, questi dovranno valutarsi caso per caso in relazione: A) alla ripetitività degli elementi strutturali; B) alla omogeneità del materiale.

A prescindere dallo strumento metodologico che si intende adottare, poiché i progetti di adeguamento presuppongono l'utilizzo di un fattore di confidenza pari ad 1,00 è necessario eseguire:

- per la verifica dei dettagli costruttivi: esaustive verifiche in situ;
- per la caratterizzazione meccanica dei materiali, la quantificazione delle prove non può prescindere da una prima valutazione dell'omogeneità del materiale. Pertanto in questa sede viene formulata una stima plausibile.

6.2. LE INDAGINI

Di seguito viene proposta una quantificazione numerica delle indagini e delle prove sui materiali da svolgere per il conseguimento dei livelli di conoscenza assunti nel progetto dei adeguamento. Tale quantificazione verrà esplicitata per le porzioni di fabbrica costituite rispettivamente:

1. dai corpi 1, 2, 3 che presentano una sostanziale unitarietà nella concezione strutturale;
2. dai corpi 4C, 4B, 4C originariamente concepiti come struttura unitaria;
3. dal corpo 6 (ex-officine)

Non è prevista alcuna indagine nel corpo 5 (porticato d'ingresso) in quanto le verifiche di vulnerabilità risultano soddisfatte anche con l'assunzione del livelli di conoscenza più basso.

6.2.1 BLOCCO 1, 2, 3

per l'esatta determinazione dei carichi permanenti:

endoscopie o scassi locali	N.	4

per la verifica dei dettagli costruttivi, per il rilievo dell'armatura e del copriferro:

saggi esplorativi (rimozione copriferro)	N.	16
indagini magnetometriche	N.	54

per la valutazione dell'omogeneità e la caratterizzazione delle proprietà meccaniche dei materiali:

indagini sclerometriche	N.	240
indagini ultrasoniche su calcestruzzo	N.	40
elaborazioni con metodo son-reb	N.	40
prove di Pull-Out	N.	24
prove di carbonatazione	N.	40
prove di compressione su carote di calcestruzzo	N.	20
prove a trazione su barre d'armatura	N.	12

6.2.2 BLOCCO 4A, 4B, 4C

per l'esatta determinazione dei carichi permanenti:

endoscopie o scassi locali	N.	3

per la verifica dei dettagli costruttivi, per il rilievo dell'armatura e del copriferro:

saggi esplorativi (rimozione copriferro)	N.	3
indagini magnetometriche	N.	12

per la valutazione dell'omogeneità e la caratterizzazione delle proprietà meccaniche dei materiali:

indagini sclerometriche	N.	12
indagini ultrasoniche su calcestruzzo	N.	12
elaborazioni con metodo son-reb	N.	12
prove di Pull-Out	N.	12
prove di carbonatazione	N.	12
prove di compressione su carote di calcestruzzo	N.	3
prove a trazione su barre d'armatura	N.	3

6.2.3 BLOCCO 6

per l'esatta determinazione dei carichi permanenti:

endoscopie o scassi locali	N.	2

per la verifica dei dettagli costruttivi, per il rilievo dell'armatura e del copriferro:

saggi esplorativi (rimozione copriferro)	N.	6
indagini magnetometriche	N.	30

per la valutazione dell'omogeneità e la caratterizzazione delle proprietà meccaniche dei materiali:

indagini sclerometriche	N.	90
indagini ultrasoniche su calcestruzzo	N.	30
elaborazioni con metodo son-reb	N.	30
prove di Pull-Out	N.	16
prove di carbonatazione	N.	28
prove di compressione su carote di calcestruzzo	N.	16
prove a trazione su barre d'armatura	N.	3

6.2.4 IDAGINI GEOGNOSTICHE

Per la determinazione della categoria di sottosulo:

indagine geofisica di superficie con tecnologia ReMi e sismica a rifrazione in sovrapposizione	N.	2

per la caratterizzazione del profilo stratigrafico:

carotaggi continui sino a 30m	N.	2

per la determinazione del sistema di fondazioni:

saggi fondazionali	N.	4